



TITLE:

震災後の建物安全確認のための鋼
構造梁端部の破断検知方法とベ
イズ更新を利用した検査戦略(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

日下, 彰宏

CITATION:

日下, 彰宏. 震災後の建物安全確認のための鋼構造梁端部の破断検知方法とベイズ更新を利用した検査戦略. 京都大学, 2014, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2014-09-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k18580>

RIGHT:

震災後の建物安全確認のための
鋼構造梁端部の破断検知方法と
ベイズ更新を利用した検査戦略

2014 年

日下 彰宏

目 次

第 1 章 序	1
1.1 研究の背景	1
1.2 本研究に関する既往の研究	2
1.2.1 建物の地震損傷情報の収集に関する既往の研究	2
1.2.2 建物の損傷検知に関する既往の研究	2
1.2.3 建物の検査戦略に関する既往の研究	3
1.3 研究の目的	3
1.4 本論文の構成	4
参考文献	4
発表文献リスト	7
第 2 章 擬似的な地震損傷を与えた鉄骨造建物の強制加振試験	11
2.1 はじめに	11
2.2 実建物の加振試験の特徴	11
2.3 試験計画	11
2.3.1 試験概要と対象建物	11
2.3.2 加振方法	14
2.3.3 計測方法	15
2.4 試験結果	16
2.4.1 短辺方向加振	16
2.4.2 長辺方向加振	27
2.5 損傷が振動特性に与える影響の考察	35
2.5.1 損傷前後の振動特性の変化のまとめ	35
2.5.2 有限要素法によるモデル化	35
2.5.3 振動特性の変化のメカニズム	36
2.6 まとめ	39
参考文献	39
第 3 章 振動試験を利用した鉄骨造梁端部の損傷検知手法	40
3.1 はじめに	40
3.2 破断検知手法	41
3.2.1 基本的な考え方	41
3.2.2 梁の振動モードの比較方法	42

3.3 破断検知の数値シミュレーション.....	43
3.4 3階建建物を対象とした振動計測による梁の振動モードのばらつきの評価.....	48
3.4.3 計測計画.....	48
3.4.2 計測結果.....	51
3.4.3 MAC 値の評価.....	53
3.4.4 梁の振動モードのばらつきの評価	54
3.5 ばらつきが梁の振動モードの MAC 値に与える影響	55
3.5.1 モンテカルロシミュレーションによる評価方法	55
3.5.2 シミュレーション結果	57
3.5.3 破断検知精度の定量的検討	62
3.6 実用化に向けた課題.....	64
3.7 まとめ.....	64
参考文献.....	65
 第4章 震災後の安全確認における鉄骨造梁端部の破断確率のベイズ更新	66
4.1 はじめに.....	66
4.2 問題の定式化.....	67
4.2.1 想定する検査手順	67
4.2.2 破断確率のベイズ更新による定式化	68
4.3 地震応答解析による建物内の応答のばらつきの評価.....	71
4.3.1 地震応答解析におけるモデルエラーの既往研究	71
4.3.2 建物内のばらつきの評価	72
4.3.3 応答の推定方法を変えた場合の推定誤差のばらつき	78
4.4 建物内における鉄骨造柱梁仕口部の変形能力のばらつきの評価	83
4.4.1 鉄骨造柱梁仕口部の変形性能に関する既往の統計的研究	83
4.4.2 同一条件の実験データにおける変形性能のばらつき	85
4.5 9層平面骨組を対象とした事例計算	87
4.6 モンテカルロシミュレーションによる提案手法の精度の確認	89
4.6.1 サンプルの生成方法	90
4.6.2 理論値とシミュレーションの比較	91
4.6.3 提案手法の特性	92
4.7 まとめ.....	93
参考文献.....	94
 第5章 部材間の安全余裕の相関を考慮した破断確率の更新方法.....	96
5.1 はじめに.....	96

5.2 拡張モデルの定式化.....	96
5.2.1 仮定.....	96
5.2.2 破断確率を更新するための計算方法	98
5.2.3 未検査の梁端に破断が潜在していない確率	102
5.2.4 破断確率の更新を含んだ検査手順.....	103
5.3 事例計算によるモデルの拡張効果の確認.....	104
5.3.1 応答の推定誤差の層内でのばらつき	104
5.3.2 事例計算.....	106
5.4 今後の課題.....	112
5.4.1 実用化に向けた課題の整理	112
5.4.2 検査方針の試案	112
5.4.3 検査の不確定性を考慮するための方法	114
5.5 まとめ.....	115
参考文献	
第 6 章 結論.....	117
謝辞.....	121

第1章 序

1.1 研究の背景

地震による鉄骨梁の梁端部における破断は、1994年の米国ノースリッジ地震で顕在化し^{1.1)}、わが国でも1995年兵庫県南部地震をはじめ同様の被害が見つかった^{1.2)}。これを受け、日米でその防止策について集中的な研究開発^{1.3)}などが行われ、対策がなされてきた^{1.4)}などものの、当然のことながら、防止策が採用される以前に設計・施工された鋼構造建物が日本中に多数現存する。また、梁フランジが多数破断していても残留層変形が比較的小さく、内装材・外装材の損傷が外見上軽微であることが多く^{1.5)}、構造体を覆う仕上げや耐火被覆を除去して破断の有無を確認することは、建物の所有者や管理者にとって大きな負担となることも手伝って、震災後、損傷が潜在したまま建物が利用される懸念がある。

このような背景から、建物を傷つけることなく、できるだけ簡易に破断を検知する技術が確立することが望まれており、実際、いわゆる地震モニタリングやシステム同定により振動特性の変化を検知することで建物の損傷を検知する研究^{1.6)~1.18)}などが進められている。しかしながら、詳細な損傷部位を特定できる段階には至っていないのが現状^{1.19)}であり、また、明らかな損傷がなくとも建物の固有周期が変化した事例^{1.20)}も報告されている。

さて、こうした損傷を検知する技術の実用化にあたっては、振動データに不可避免的に存在するノイズの影響を考慮しなければならない。そのために実際の建物における振動データを利用することが重要となるが、実験が大掛かりとなり、実施の機会も限られるなどの理由により、実建物のデータを用いた研究は極限られている^{1.7), 1.12), 1.15)~1.17)}。

今般、柱が鉄筋コンクリート造、梁が鉄骨造の事務所ビルを解体する際に実験を実施する機会が得られた。本研究では、この建物の鉄骨梁端に擬似的な地震時損傷を与えて、その前後で実施した起振機による強制加振試験について述べるまた、この実験データから建物損傷との関係を分析し、振動データを利用した梁端の局所的な損傷検知の可能性を検討する。

一方、上記のような損傷検知方法が技術的に完成したとしても、その実施にあたっては、計測センサの設置や計測ための配線、また計測ために建物の使用が制限されるなど多くの時間と費用がかかるため、検査の実施にあたっては破断の可能性が高い範囲を絞りこむ必要がある。また、大都市には多数の建物が集中しており、地震後に安全を確認できる構造技術者が不足することで速やかな建物の再利用を阻害される可能性が指摘されている^{1.21)}ことを考えれば、具体的な損傷検知の方法の有無にかかわらず、危険箇所を限定する、あるいは逆に、検査が不要であることを判断できる方法を構築する意義は高い。震災直後の安全確認に関しては、応急判定マニュアル^{1.22)}なども整備されているが、二次被害防止の観点からの応急対応として、建物全体としての被災度を判定するためのものである。

そこで、本研究の後半では、限定された範囲の検査から建物の局所的な損傷が潜在する確率を定量化し、合理的に建物の安全を確保するための検査戦略を議論する。

1.2 本研究に関する既往の研究

1.2.1 建物の損傷情報の収集に関する技術の分類と既往の研究

建物の損傷検知に関しては、これまでも多くの研究が費やされており、建物に地震計などを設置し、建物の挙動をグローバルに観測する方法と、超音波検査やX線探傷などの非破壊試験により、随時、損傷をローカルに探す方法に大別される^{1.20)}。

常時モニタリングは、電力供給や通信のための設備などの制限から、測定点数は少なくグローバルモニタリングが中心になるが、古くは1960年代から強震動の観測をはじめた米国の建物^{1.23)}など多くの事例があり、対象が地理的に広い範囲におよび調査・点検にかかるコストが大きくなることが多い土木構造物の分野での関心も強い^{1.24)}。この場合、少ない観測点から建物の挙動を推定するために、観測記録を用いて後述のシステム同定を行い、モデルを記述するパラメタが健全時から変化することをもって損傷を認識する手法が中心である。

ローカルモニタリングは、計測すれば損傷の有無が確認できる可能性が高いものの、1箇所を検査するのにかかるコストが高く、損傷が存在する可能性が高い部位を確認のために利用するのが通常である。また、光ファイバなどを構造体に貼り付け、ひずみなどを常時観測する方法^{1.18)}もあるが、やはり計測していない部分の損傷を見逃す可能性が排除できず、建物の健全性を確認するには、ほかの方法を組み合わせなければならない。

上記のようにセンサを予め設置するモニタリングに対し、振動試験や微動計測は状況に応じてセンサを設置して振動データを取得する方法である。臨機応変に多数の計測点を設定できる点が長所であるが、試験に時間と費用がかかることから建物各部の振動まで計測した実施例は多くない。とくに振動試験は起振機の設置などもあり大掛かりになりがちではあるが、加振力を制御した建物応答を得られるので損傷検知への活用が期待されている。しかし、これまでの研究は損傷の前後で試験を行い、主に振動モードの変化として損傷を検知するものにとどまっている^{1.18)}。

1.2.2 建物の損傷検知に関する既往の研究

システム同定は制御理論の分野で用いられる言葉で、一般には対象の挙動を推定するための数学モデルのパラメタをデータから統計的に決定する技術を指す。健全性評価や損傷検知を目的とした構造工学の分野では、建物の物理に基づくモデルを構築し、剛性や減衰といった物理定数をパラメタとして直接に同定する方法と、物理状態を記述せず、あくまで入力と出力の関係としてARXモデルやARMAXモデルなどの非物理モデルで表現し、そのパラメタの物理的な意味を解釈する方法に大別される。

前者は、物理定数を直接同定するため、同定結果と損傷の関係が明確であり、直感的にも理解しやすいことが利点である。しかしながら、状態を記述するための変数の数に比べて、観測点数があまりに少ないと、いわゆる ill-conditioned な問題となり、解が収束しにくくなる。拡張カルマンフィルタが応用されること^{1.25)}などが多く、パーティクルフィル

タによるシステム同定^{1.26)}では、自由度の小さなモデルでモデル化する場合には問題がないが、次数が大きくなるとパラメタの確率分布が発散することも多い。また発散しなくとも極めてばらつきの大きな確率分布となってしまう、建物の部材の損傷を特定する観点からは十分ではない。

一方、後者は、建物の規模が大きくなるにつれて、構造モデルそのものがもつ誤差が大きくなり、最適なパラメタをもってしても、挙動をうまく表現できなくなることを避けるために利用される手法である。パターン認識等をつかうことで数学モデルを構築しない方法^{1.27)}も提案されている。これらの手法は、入力/出力関係を説明することを第一目的に同定するため収束性の問題はないが、構造分野で利用するためには、同定されたシステムを物理的に解釈する必要があり、例えば、ARX モデルにおけるモデル係数とモーダルパラメタの関係付ける研究^{1.6), 1.8)}などなど多くの研究が費やされてきた。こうした研究のほとんどは、損傷を振動モードや層剛性の変化としてとらえており、部材の損傷を議論するには、さらに振動モードと部材の構造的性状の關係に結び付けなければならない。簡単なシステムでは全体挙動とローカルな損傷を結びつける解析的な試み^{1.28)}もなされているが、実建物の部材を検討できる自由度の高い問題に応用するには発展の途上にある。

1.2.3 建物の検査戦略に関する既往の研究

構造物の検査戦略に関する既往研究としては、残余リスクに基づく検査戦略を概念的に検討した研究^{1.29)}がみられる。検査戦略は、これまで腐食や疲労を対象に研究が進んできた分野であり、経年的な劣化を考慮した信頼性解析^{1.30)}などがある。検査結果を利用して劣化曲線を更新して検査計画を修正する研究^{1.31)}では、検査を効率的に進めるために、一部の検査結果を利用して未検査範囲の破壊確率をベイズ更新して、その後の検査計画を反映する方法が提案されている。

地震被害を対象とした研究は多くないが、例えば、電力システムにおける入力地震動強さと被害確率の關係である地震脆弱性曲線を対象とした研究^{1.32)}がある。この研究では、電力ネットワークを構成する各施設をグループ化して、地震被害調査を用いて各グループの脆弱性曲線のパラメタをベイズ更新する手法を述べている。また、構造体を対象とした研究としては、RC造構造物について、構造特性などの情報の多寡や詳細さを考慮して、脆弱性曲線を更新する研究^{1.33)}がある。このほか、部材の損傷を扱った研究として、非破壊試験の結果を利用して剛性などの構造パラメタを更新する研究^{1.34)}では、応答解析におけるばらつきの要因を整理している。また、鉄骨造の梁単体を対象として有限要素法を組み合わせ、その計算パラメタのばらつきをもとに破壊確率を評価して、損傷位置を特定するモデルを提案している。

1.3 研究の目的

本研究の目的は、潜在する恐れのある鉄骨造梁端の破断を対象として、振動特性から損

傷を検知するための実建物の振動試験データを蓄積すること及びこのデータを用いて損傷検知方法を検討することである。

さらには、限られた範囲の検査から合理的に建物の安全性を評価することを目的として、ベイズ更新の考え方を用いて、一部の検査結果から未検査部位に破断が潜在する確率を定量化する方法を提案する。

1.4 本論文の構成

本論は 6 章で構成する。序である本章とまとめの 6 章を除く、第 2 章から第 5 章の概要を以下に述べる。

第 2 章では、梁が鉄骨造の 9 階建事務所ビルを対象とした実験について述べる。この試験は、建物の梁端部一か所をガスで切断することで擬似的な地震損傷を与え、その前後で振動試験を実施したもので、梁端の損傷が、損傷を与えた梁の振動の上下成分の変化として表れることを示す。また、実験を有限要素解析で模擬し、振動が変化するメカニズムについても検討する。

第 3 章では、梁端が破断すると梁の振動の上下成分が局所的に変化することを利用して、振動データから梁端の破断を検知する方法について述べる。また、3 階建の鉄骨造建物を対象に振動試験を行い、振動モードのばらつきに関するデータを整理し、提案手法の精度を評価する。

第 4 章では、建物の応答や部材の変形能力に関する事前情報から各梁端の破断確率を見積もるとともに、各梁端の検査結果が判明する度に、逐次、ベイズ更新の考え方を適用して未検査の梁端の破断確率を更新する手法を提案した。さらにこの手法を実装するために必要な統計量のひとつとして平面骨組の地震応答解析と鉄骨造の柱梁仕口部の変形能力について統計的性質を整理する。最後にケーススタディを行い提案手法の効果を示す。

第 5 章では、前章で提案した手法を基に、建物内での部材の応答や変形能力の推定誤差の相関を考慮できるように拡張して、破断箇所の絞り込みにも適用できる方法を構築する。また、現実的な検査戦略の一例として、本モデルを応用して全体を 2 段階で行う破断探索戦略について述べ、実用化に向けた課題を整理する。

参考文献

- 1.1) Federal Emergency Management Agency: FEMA350 Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings, Washington, D.C., 2000.
- 1.2) 中島正愛：ノースリッジ地震－鉄骨接合部の被害－，建築技術，pp.66-73，1994.8.
- 1.3) 吹田啓一郎，田村匠，森田周平，中島正愛，マイケルDエンゲルハート：ノンスカラップ工法とRBS工法による柱梁接合部の塑性変形能力，日本建築学会構造系論文集，第 526 号，pp.178-184，1999.12.
- 1.4) 建築工事標準仕様書 JASS6 鉄骨工事 日本建築学会 2007.2.

- 1.5) 日本建築学会近畿支部鉄骨造部会：1995 年兵庫県南部地震 鉄骨造建物被害調査報告書，1995.5.
- 1.6) 斉藤知生：モード解析型多入力多出力 ARX モデルを用いた高層建物のシステム同定，日本建築学会構造系論文集，第 508 号，pp.47-54，1998.6.
- 1.7) 中村充，安井譲：微動測定に基づく地震被災鉄骨建物の層損傷評価，日本建築学会構造系論文集，第 517 号，pp.61-68，1999.3
- 1.8) 金澤健司：常時微動振動計測に基づく構造物の損傷探査法，電力中央研究所報告，1999.
- 1.9) 中村充，竹脇出，安井譲，上谷宏二：限定された地震観測記録を用いた建築物の剛性と減衰の同時同定，日本建築学会構造系論文集，第 528 号，pp.75-82，2000.2.
- 1.10) 森田高市，勅使川原正臣，濱本卓司，三田彰，福田顕義：擬似的損傷を有する 5 層鉄骨試験体の構造損傷検出実験 ―その 1― 試験体概要および Flexibility Method による損傷検出―，第 44 回自動制御連合講演会，No.01-253，pp.220-223，2001.11.
- 1.11) 源栄正人，鈴木博之，佐藤建：既存建物の耐震改修前後の起振機振動実験に基づく損傷度と補強効果の検討，第 11 回日本地震工学シンポジウム，pp.2015-2020，2002.
- 1.12) 斉藤知生：常時微動測定による SRC 造建物の損傷推定，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.803-804，2004.
- 1.13) 金澤健司：常時微動振動計測に基づく構造物の損傷探査法(その 4) 長期連続振動モニタリングによる振動特性の経時変化による分析，電力中央研究所報告，2005.5.
- 1.14) 古川愛子，大塚久哲，清野純史，梅林福太郎：微動・自由振動・起振実験に基づく振動特性のばらつきと検出可能な損傷レベル，構造工学論文集，Vol.51A，pp.1015-1026，2005.3.
- 1.15) 武藤治子，青木孝義，湯浅昇，師橋憲貴：日本大学生産工学部 5 号館の常時微動測定に基づく振動モードの同定，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.67-68，2005.9.
- 1.16) 増田博雄，金澤健司，岡田将敏，矢花修一，宮住勝彦：常時微動記録による低層鉄筋コンクリート造建物の損傷検出実験（その 1 損傷に伴う固有振動数の変化の検出），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.77-78，2007.8.
- 1.17) Ali Niousha, Yasutsugu Suzuki and Naohito Adachi: System identification of a RC building with intentional damages，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 B，pp.79-80，2007.8.
- 1.18) 飛田潤，福和伸夫，西澤崇雄：光ファイバーセンサーによる鋼構造試験体の静的・動的柱軸変形の計測，構造工学論文集，Vol.55B，pp.577-582，2009.3.
- 1.19) 濱本卓司：性能評価のためのヘルスマニタリング，建築防災，No.318，pp.9-15，2004.7.
- 1.20) 鹿嶋俊英：建物を対象とした強震観測，平成 18 年度建築研究所講演会テキスト，<http://www.kenken.go.jp/japanese/research/lecture/h18/text/p09.pdf>.2006
- 1.21) 日本建築学会構造委員長周期建物地震対策対応ワーキンググループ：長周期地震動対策に関する公開研究集会資料，2011.3.

- 1.22) 財団法人日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2002.8.
- 1.23) Maria I. Todorovska: Soil-Structure System Identification of Millikan Library North. South Response during Four Earthquakes (1970.2002): What Caused the Observed Wandering of the System Frequencies?, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 99, No. 2A, pp. 626-635, 2009.4.
- 1.24) コンクリート委員会・コンクリート構造物のヘルスマモニタリング研究小委員会：コンクリート構造物の構造ヘルスマモニタリング（SHM）の研究動向と設計手法，土木学会論文集，No.795.Vol.68, pp. 1-16, 2005.8.
- 1.25) Beck, J. L., and Yuen, K. V.: Model Selection Using Response Measurements: Bayesian Probabilistic Approach, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 130, No. 2, pp. 192- 203, 2004.2.
- 1.26) Ching, J., Beck J.,L., Porter,K.,A., Shaikhutdinov, R.: Bayesian State Estimation Method for Nonlinear Systems and Its Application to Recorded Seismic Response, J Eng Mech, Vol.132, No.4, pp.396-410, 2006.4.
- 1.27) 三田彰：リスクの制御とヘルスマモニタリング，建築防災，No.318, 17-20, 2004.7.
- 1.28) Hassiotis, S., Jeong, G. D.: Identification of Stiffness Reduction Using Natural Frequencies, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 121, No. 10, pp.1106-1113, 1995.10.
- 1.29) Daniel Straub, Michael Havbro Faber: Risk based inspection planning for structural systems, Structural safety, Vol.30, pp.335-355, 2005.
- 1.30) 森保宏：耐力劣化する構造物の信頼性評価法，日本建築学会構造系論文集，第 465 号，pp.37-44, 1997.11.
- 1.31) Andre D. Orcesi, Dan M. Frangpool: Optimization of bridge maintenance strategies based on structural health monitoring information, Structural Safety, Vol.33, pp.26-41, 2011.
- 1.32) Daniel Straub, Armen Der Kiureghian: Improved seismic fragility modeling from empirical data, Structural safety, Vol.30, pp.11-21, 2008.
- 1.33) Fatemeh Jalayer, Ludovica Elefante, Iunio Iervolino, Gaetano Manfredi: Knowledge-Based Performance Assessment of Existing RC Buildings, Journal of Earthquake Engineering, Vol.15, pp.362-389, 2011.
- 1.34) Qindan Huan, Paolo Gardoni, Stefan Hulebaus: A probabilistic damage detection approach using vibration-based nondestructive testing, Structural safety, Vol.38, pp.11-21, 2012.

発表論文リスト

審査付論文

1. 日下彰宏, 岡野創, 中島正愛: 震災後の安全確認に用いる鋼構造梁端部破壊確率のベイズ更新, 日本建築学会構造系論文集, 79, 700, pp.839-846, 2014.6.
2. 日下彰宏, 鈴木康嗣, 安達直人, 岩本賢治, 中島正愛: 建物の水平加振時の上下振動成分データを利用した鉄骨梁端部の破断検知, 日本建築学会構造系論文集, 77, 680, pp.1501-1509, 2012.10.
3. 鈴木康嗣, 安達直人, 野澤貴, 池浦友則, 日下彰宏: 起振機試験と常時微動測定に基づく鉄骨梁に擬似地震時損傷を与えた実建物の損傷推定, 日本建築学会技術報告集, 16, 33, pp.473-478, 2010.6.
4. Ippei Kondo, Ryo Wakabayashi, Kaoru Mizukoshi, Akihiro Kusaka, Hiroyuki Fujiwara, and Nobusuke Hasegawa: Development of Earthquake Risk Evaluation Method for Individual Buildings Intended for Utilization in Local Communities, Journal of Disaster Research, pp. 962-973, 8, 5, 2013.10.
5. 鈴木 康嗣, 安達 直人, 池浦 友則, 野澤 貴, 日下 彰宏: 起振機試験と常時微動測定に基づく擬似地震時損傷を与えた RC 造建物の動特性変化の推定, 日本建築学会技術報告集, 16, 32, pp.101-106, 2010.3.
6. 日下彰宏, 加登美喜子, 岡崎太一郎: 米国信頼性耐震設計の概要と梁の塑性変形性能の確率的評価の日米比較, 鋼構造論文集, 12, 45, pp.87-100, 2005.3.
7. 加登美喜子, 日下彰宏, 中島正愛: 耐震設計規定と耐震性能評価の実践に関する日米比較, 鋼構造論文集, 12, 45, pp.71-86, 2005.3.
8. 石田雅利, 坪田 張二, 瀬戸 裕, 日下 彰宏: ケーブルとの滑りを考慮した膜構造物の釣り合い状態解析, 日本建築学会構造系論文集, 526, pp.77-84, 1999.12.
9. 宇田川邦明, 日下彰宏, 佐伯俊夫, 福田俊文, 森田耕次: 露出型柱脚の耐震補強とその効果, 鋼構造論文集, 4, 15, pp.1-13, 1997.9.
10. 日下彰宏, 中島正愛, 野中泰二郎: 梁部材破断を考慮した鉄骨平面骨組の挙動と信頼性評価, 日本建築学会構造系論文集, 193, pp.99-106, 1997.3.

会議論文

1. 日下彰宏, 石田寛, 永田茂: 下水道重要拠点施設の地震被害による機能停止からの復旧日数の検討, 第 7 回構造物の安全性・信頼性に関する国内シンポジウム (JCROSSAR2011), 2011 年.
2. Akihiro Kusaka, Hiroshi Ishida, Kazuaki Torisawa: Building risk management for earthquakes and fires, 10th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (ICASP10), Tokyo, 2006.

3. Akihiro Kusaka, Toshiro Yamada, Hiroshi Ishida: Seismic safety assessment of building structures using Monte Carlo simulation, 5th International conference on probabilistic safety assessment and management (PSAM5), Osaka, 2000.

口頭発表

ベイズ更新に関するもの

1. 日下彰宏, 岡野創, 中島正愛: ベイズ更新を利用した震災後の建物安全確認方法 その 2 建物内の相関を考慮するためのモデル, 日本建築学会学術講演梗概集, 2014 年 (発表予定).
2. 日下彰宏, 中島正愛: ベイズ更新を利用した震災後の建物安全確認方法 その 1 問題の定式化, 日本建築学会学術講演梗概集, 2013 年.
3. 阿部 雅史, 神田 克久, 岡野 創, 日下 彰宏 ベイズ確率を用いた不確定性解析による建物 fragility 評価: (その 2) RC 造骨組の解析例, 日本建築学会学術講演梗概集, B-1, 構造 I, pp.175-176, 2011.7.

地震リスク評価および構造信頼性評価に関するもの

4. 日下彰宏, 石田寛, 永田茂: 下水道重要拠点施設の地震被害復旧日数予測, 第 48 回下水道研究発表会講演集, 2011 年.
5. 日下彰宏, 石田寛, 永田茂: 下水道重要拠点施設の地震被害率曲線の検討, 第 47 回下水道研究発表会講演集, 2010 年.
6. 鳥澤 一晃, 日下彰宏, 石田 寛, 清水友香子: 建物群を対象とした震災時の被災調査計画に関する意思決定支援, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, 構造 II, pp.395-396, 2006.7.
7. 鳥澤一晃, 日下彰宏, 石田寛: 性質の異なる災害を考慮したリスク管理手法に関する研究: その 1 耐震対策および防火対策の組合せによるリスク低減, 日本建築学会学術講演梗概集, F-1, 都市計画, 建築経済・住宅問題, pp.1309-1310, 2005.7.
8. 日下彰宏, 石田 寛, 鳥澤一晃: 性質の異なる災害を考慮したリスク管理手法に関する研究: その 2 事務所ビルにおけるケーススタディ, 日本建築学会学術講演梗概集, F-1, 都市計画, 建築経済・住宅問題, pp.1311-1312, 2005.7.
9. 日下彰宏, 佐藤 博臣, 石田寛, 村井裕樹: 同一建物における地震リスクと火災リスクの比較, 日本建築学会学術講演梗概集, B-1, 構造 I, pp.265-266, 2004.7.
10. 石田 寛, 山田 登志郎, 日下 彰宏: 建物の地震リスクマネジメントシステムの構築: その 3 活断層の活動履歴情報に基づく地震発生確率とマグニチュードの評価, 日本建築学会学術講演梗概集, B-1, 構造 I, pp.49-50, 2000.7.
11. 山田登志郎, 石田寛, 日下彰宏: 建物の地震リスクマネジメントシステムの構築: その 4 地震ハザードに基づく RC 造建物の地震リスク評価, 日本建築学会学術講演梗概集,

B-1, 構造 I, pp.50-51, 2000.7.

12. 山田登志郎, 石田寛, 日下彰宏: 建物の地震リスクマネジメントシステムの構築: その 1 鉄骨骨組の耐震安全性評価例, 日本建築学会学術講演梗概集, B-1, 構造 I, pp.45-46, 1999.7.
13. 日下彰宏, 山田登志郎, 石田寛: 建物の地震リスクマネジメントシステムの構築: その 2 鉄骨骨組における構造パラメータのばらつきが耐震安全性に与える影響, 日本建築学会学術講演梗概集, B-1, 構造 I, pp.47-48, 1999.7.
14. 日下彰宏, 中島正愛, 野中泰二郎: 梁部材破断を考慮した鉄骨平面骨組の挙動と信頼性評価: その 1 静的挙動解析, 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp.737-738, 1996.7.
15. 中島正愛, 日下彰宏, 野中泰二郎: 梁部材破断を考慮した鉄骨平面骨組の挙動と信頼性評価: その 2 破断耐力の信頼性, 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp.739-740, 1996.7.

意思決定支援に関するもの

16. 宮村正光, 水越薫, 石田寛, 日下彰宏, 鳥澤一晃, 松裏眞佐代, 石川孝重, 伊村則子: リスク評価に基づく地震防災投資に関する研究: その 7 意思決定支援手法の概要, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, 構造 II, pp.11-12, 2003.7.
17. 鳥澤一晃, 水越薫, 宮村正光, 石田寛, 日下彰宏, 松浦眞佐代, 石川孝重, 伊村則子: リスク評価に基づく地震防災投資に関する研究: その 8 意思決定支援手法の適用例, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, 構造 II, pp.13-14, 2003.7.
18. 中富遥, 石川孝重, 仲村則子, 水越薫, 宮村正光, 石田寛, 日下彰宏, 鳥澤一晃, 松裏眞佐代: リスク評価に基づく地震防災投資に関する研究: その 5 オーラルインタビューより明らかになった啓発教育内容, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, 構造 II, pp.13-14, 2003.7.
19. 伊村則子, 石川孝重, 水越薫, 宮村正光, 石田寛, 日下彰宏, 鳥澤一晃, 松裏眞佐代: リスク評価に基づく地震防災投資に関する研究: その 6 ホームページによる市民向け啓発教育の実施, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, 構造 II, pp.9-10, 2003.7.
20. 伊村則子, 石川孝重, 水越薫, 宮村正光, 石田寛, 日下彰宏, 鳥澤一晃, 松裏眞佐代: リスク評価に基づく地震防災投資に関する研究: その 3 オーラルインタビューより明らかになった啓発教育内容(構造), 日本建築学会関東支部研究報告集 I, pp.303-306, 2003.2.
21. 鳥澤一晃, 水越薫, 宮村正光, 石田寛, 日下彰宏, 松裏眞佐代, 石川孝重, 伊村則子: リスク評価に基づく地震防災投資に関する研究: その 4 木造戸建て住宅の耐震補強を対象とした個人の意思決定支援手法(構造), 日本建築学会関東支部研究報告集 I, pp.307-310, 2003.2.

- 22. 水越熏, 石田寛, 日下彰宏, 鳥澤一晃 : 地震防災対策の意思決定支援手法に関する研究 : その 1 基本的な考え方と意思決定モデル, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, 構造 II, pp.79-80, 2000.7.
- 23. 鳥澤一晃, 水越熏, 石田寛, 日下彰宏 : 地震防災対策の意思決定支援手法に関する研究 : その 2 学校耐震補強計画への適用, 日本建築学会学術講演梗概集, B-2, 構造 II, pp.81-82, 2000.7.

鋼構造の構造実験に関するもの

- 24. 日下彰宏, 田中直樹, 田上淳, 伊藤優, 中尾彰宏, 佐藤義也 : 低降状点鋼を用いた断降状型制震ダンパーの設計 : その 2 セン断パネル及びセン断パネル付骨組の加力実験, 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp.821-822, 1998.7.
- 25. 日下彰宏, 福元敏之, 佐伯俊夫, 宇田川邦明, 福田俊文, 森田耕次, 高梨晃一 : 露出型柱脚の耐震補強とその効果 : その 1 実験計画と補強前実験結果, 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp.481-482, 1997.7.
- 26. 宇田川邦明, 福元敏之, 日下彰宏, 佐伯俊夫, 福田俊文, 森田耕次, 高梨晃一 : 露出型柱脚の耐震補強とその効果 : その 2 補強後の結果と補強効果, 日本建築学会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp.483-484, 1997.7.

そのほか

- 27. 門馬隆弘, 宇佐美滋, 坪田張二, 沢本佳和, 日下彰宏, 水野淳, 沢田祥平 : 大ひずみ領域に於ける重ね継手の付着性状に関する実験的研究 : その 1 実験計画及び結果概要, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2 構造 IV, pp.363-364, 1997.7.
- 28. 沢田祥平, 宇佐美滋, 坪田張二, 沢本佳和, 日下彰宏, 水野淳, 門馬隆弘 : 大ひずみ領域に於ける重ね継手の付着性状に関する実験的研究 : その 2 実験結果の詳細検討, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp.365-366, 1997.7.

第 2 章 疑似的な地震損傷を与えた鉄骨造建物の強制加振試験

2.1 はじめに

本章では、柱が鉄筋コンクリート造、梁が鉄骨造の事務所ビルが解体される機会を利用して、梁端部の一部を切断して疑似的な地震時損傷を与えた前後で実施した、起振機を用いた強制加振試験について述べる。また、ここで得た試験データを利用して、鉄骨梁端部の損傷検知手法を検討する準備として、試験を模擬した有限要素法 (FEM) モデルを構築し、損傷と振動特性の関係を考察する。

2.2 実建物の加振試験の特徴

強制加振試験のほかに建物の振動を計測する代表的な方法には常時微動計測がある。常時微動計測は、加振のための装置を必要とせず、センサを配置するだけで計測ができるため実施しやすく、常時微動を使ってシステム同定を行い、損傷検知を実現しようとする研究も多い^{2.1)}など。しかし、出力情報だけから建物の動的特性を評価しなければならない上、振動レベルが非常に小さいこと、風などの影響を受けるため入力条件が一定しないため、わずかな損傷の位置を精度よく抽出することは容易ではない。

また、模型試験体に同様な疑似的損傷を与えた振動台実験や損傷検知の研究^{2.2)}なども行われている。試験体を用いた振動台実験は、部材寸法や重量などを詳しく計測していること、地震動と同じく建物基礎からの入力を再現できるため、手法の確かさを確認するには向いているが、試験装置の限界により、ほとんどの実験が縮小模型にならざるを得ない。また、手法の実用性を検討するには、仕上げや雑壁、設備をはじめとしたノイズ要因の影響を別途検討する必要がある。

これらの試験方法に対し、実建物の強制加振試験は、起振機の設置など試験が大掛かりになり、またとくに使用中の建物であれば実施可能な期間に制限があることが多いため、実施機会が限られることが欠点である。しかし、実際の目的や建物の状況に応じて、加振方法を臨機応変に設定し、加振力を制御した建物応答を得られること、また方向別に動的特性を評価できるため設計情報や解析結果と比較しやすいかたちで試験結果を得られることが利点である。

2.3 試験計画

2.3.1 試験概要と対象建物

対象建物は 1988 年に竣工した柱鉄筋コンクリート造、梁鉄骨造、地上 9 階、地下 2 階建て、軒高 42.6m の事務所ビルである。図 2.1 に断面図を示す。地上階の平面計画は X 方向 6 スパン、Y 方向 1 スパンで平面図を図 2.2 と図 2.3 示す。図 2.1～2.3 には、計測点の配置位置等を記載した。図 2.2 と図 2.3 に示す 9F_8B_Z などの英数字をハイフン () で組み合わせた記号は、最初の部分が階を、真中が平面内での位置で数字が X(長辺) 方向の通

り番号，英字が Y 方向の通り番号を，最後の英字が振動成分の方向を表している。

試験方法は，内部の仕器，間仕切りや天井などを取り除いた段階で，X 方向，Y 方向の加振と計測を行い，その後，地震による擬似損傷として，5 階床下の 7 通りの鉄骨梁の A 端の下フランジを図 2.4 に示すようにガス切断したあと，今度は Y 方向，X 方向の順で再び加振・計測を行った。

5 階 7 通りに損傷個所を設定した理由は，設計情報に基づく振動モード解析の結果，5 階は 2 次モードの腹になり，起振機からある程度離れた階で，それなりに変位が出ると想定されたためであり，また，建物端部となる 2 通り，8 通りを避けて 7 通りとしたものである。

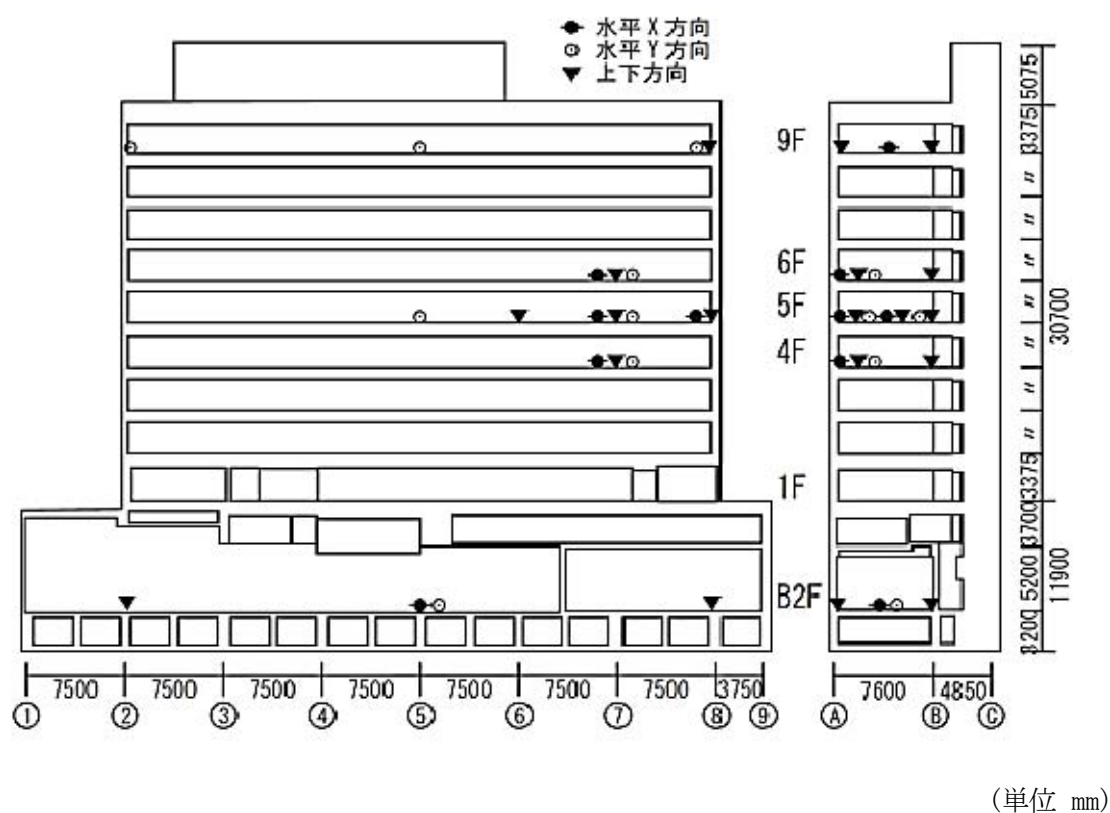


図 2.1 対象建物の断面図と計測点配置

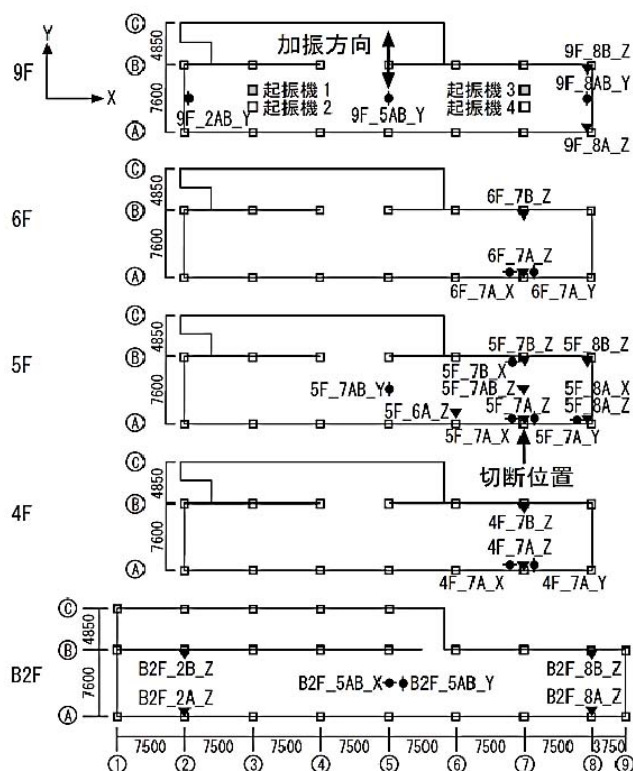
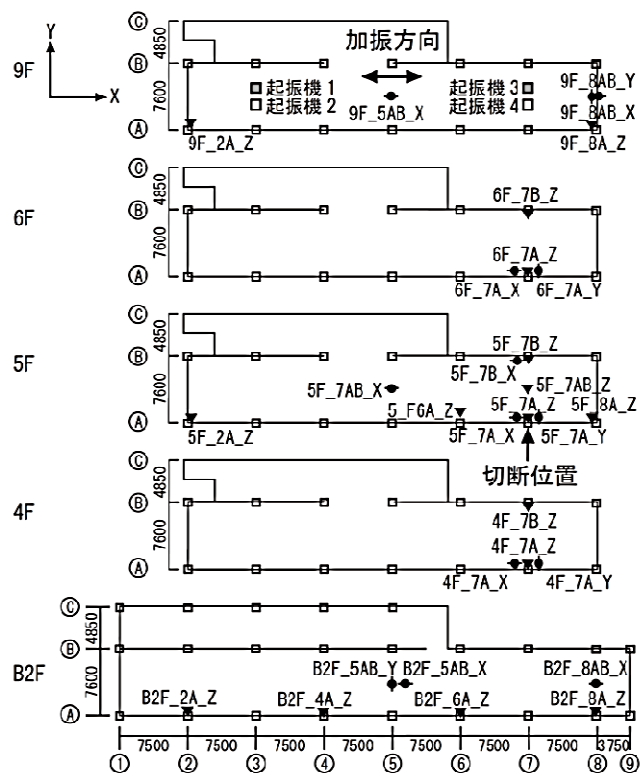


図 2.2 対象建物の平面図と計測点配置 (Y 方向 短辺方向加振時)



(単位 mm)

図 2.3 対象建物の平面図と計測点配置 (X 方向 長辺方向加振時)



図 2.4 下フランジの切断の状況写真

2.3.2 加振方法

加振状況を図 2.5 に示す。加振のための起振機は、図 2.2 や図 2.3 に示したように最上階である 9 階に設置した。装置は、図 2.5 に示す自重 0.49kN、0.36kN の小型往復型水平起振機（サンエス社製 VSS シリーズ）であり、それぞれ 2 台、合計 4 台を、X 方向と Y 方向で起振機の向きを盛りかえて使用した。加振に用いた波形は正弦波とし、加振振動数は、0.5Hz から 10Hz までは原則 0.1Hz 刻みとした。ただし、試験中に共振曲線をモニタし、共振曲線のピークをまたいだと判断したときには、その間の振動数をさらに刻んだ振動数で加振した。起振機試験に用いた 4 台の合計加振力と振動数の関係を図 2.6 に示す。最大加振力は 1.8Hz 以上で 1.6kN であり、1.8Hz 以下では振動数に比例して小さくなる。



図 2.5 加振状況の写真

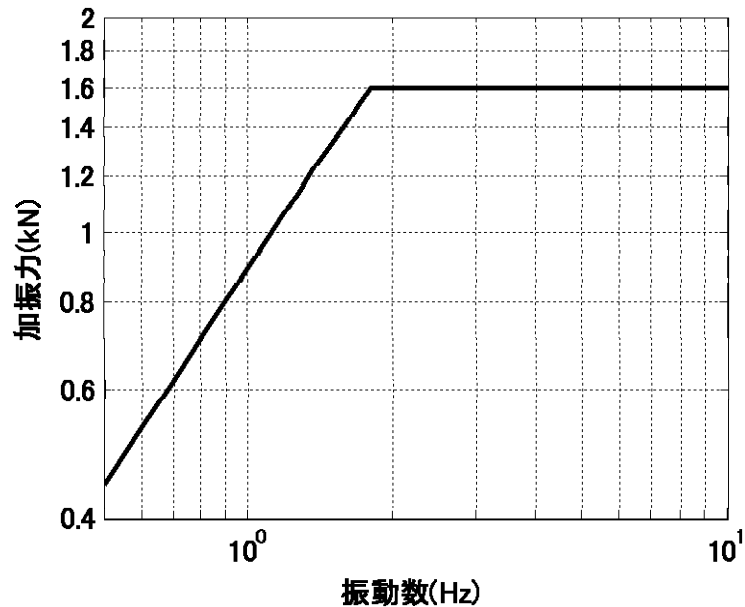


図 2.6 加振力—振動数関係

2.3.3 計測方法

計測は、最上階である 9 階と最下階の地下 2 階および損傷を与えた 5 階とその上下階の 4 階と 6 階に配置した速度計 VSE-15D（東京測振社製）で行い、合計 30 成分を対象とした。計測点配置は、既述の通り、建物の断面図と平面図を示した図 2.1～図 2.3 に示してある。

この試験の計測計画は、通常の振動試験に比べて、全計測成分のうち加振方向成分の比率が低い。損傷が梁端 1 か所の下フランジのみとわずかなものであることから、加振方向成分の変化は大きくないと考え、同時に計測可能なチャンネル数の範囲でできるだけ加振直行成分や上下方向成分を計測する計画としたためである。

計測方法は、起振機による 100 波の正弦波で加振し武藤ら^{2.3)}により定式化された方法で速度振幅と起振機信号に対する位相遅れを求めた。この方法は、得られた応答時刻歴波形と起振機の制御信号との相互相関関数を利用して、波長に対して十分長い時間を計測すればノイズの影響を排除して、加振力に対する応答振幅と位相遅れを抽出できるものであり、その概要を以下のとおりである。

時刻 t における起振機の制御信号 $x(t)$ 、加振力に励起された構造物の真の応答 $y(t)$ 、センサで計測される信号 $z(t)$ を下式のように表す。

$$x(t) = \cos \omega t \quad (2-1)$$

$$y(t) = PA \cos(\omega t - \theta) \quad (2-2)$$

$$z(t) = y(t) + n(t) \quad (2-3)$$

ここで、 ω は振動数、 P は加振力、 A は応答の速度振幅、 θ は応答の位相遅れ、 $n(t)$ はノイズである。

制御信号とセンサの計測信号の相互相関関数は(2-4)式のようにになる。

$$\begin{aligned}\phi_{xz}(\tau) &= \frac{1}{T} \int_0^T x(t)z(t+\tau)dt \\ &= \frac{PA}{2} \cos(\omega\tau - \theta) + \phi_{xn}(\tau)\end{aligned}\quad (2-4)$$

(2-4)式で、 $\phi_{xn}(\tau)$ は制御信号とノイズの相互相関関数であるから、 $T \rightarrow \infty$ とすれば $\phi_{xn}(\tau) \rightarrow 0$ となるので、波長に対して計測時間を十分に長くすれば、加振に対する応答を抽出することができる。

2.4 実験結果

2.4.1 短辺方向加振

図 2.4～2.9 および図 2.13～2.37 に Y（短辺）方向加振における計測結果として主な計測点で得られた共振曲線と位相遅れを示す。これらの図では損傷を与えた前後を重ねて図示し、いずれも白抜き（□）が損傷前の結果を、黒塗りつぶし（■）が損傷後の結果を表す。また、これらの図を含めて以後、縦軸は、速度振幅から変換した 1kN あたりの変位振幅である。

(a) 加振方向成分

Y（短辺）方向加振時の加振方向成分の挙動として、図 2.7～2.9 に 9 階（9F_5AB_Y）、5 階（5F_5AB_Y）および地下 2 階（B2_5AB_Y）の中央位置における計測結果を示す。これらのいずれからとも 1.12Hz の一次モードのピークが表れている。また、5 階の計測結果について、3Hz～7Hz の振動数領域を拡大すると、図 2.10 に示すように 3.44Hz と 4.20Hz などの高次モードが確認できる。図 2.11, 2.12 は 9 階の建物端部近くの計測点の結果を 3Hz までは拡大したもので、1.34Hz のピークは 2 通り（9F_2AB_Y）と 8 通り（9F_8AB_Y）の位相が逆転している。

また、これらの図において損傷前後を比較すると、図 2.10 の 5Hz 近辺以上の高次モードに対応するピークに若干の変化があらわれているものの、4.20Hz までのピークには明確な違いはみられず、損傷の影響は加振方向の振動成分からは確認できない。

これらの図で確認できるピークのうち、振動数が低い方から 3 つの 1.12Hz, 1.34Hz, 3.44Hz について、それぞれ図 2.10～2.12 に損傷前の計測値を用いて振動モードを図示した。これらの図には計測点を中心に描いた楕円と、その中心から半径を表す線分が 2 本描かれている。半径の長さが振幅を表すものとし、建物の投影図と平行に図示した線分ともう一

本の線分の為す角が位相遅れを示す。例えば、図 2.13 に示す 1.12Hz のモードは、各楕円に描かれた半径方向の線分は、ほぼすべて建物の短辺方向と平行となっており、また高い位置の計測点ほど半径の長さ（振幅）が大きくなっているため、短辺方向の 1 次モードとわかる。1.34Hz（図 2.11）は、先に述べたとおり建物頂部の両端で線分の向きがほぼ逆向きになっているのでねじれの 1 次モードである。3.44Hz（図 2.12）は、いくらかねじれ成分も含まれているが、振幅と高さ位置の関係から短辺方向の 2 次モードであると判断した。

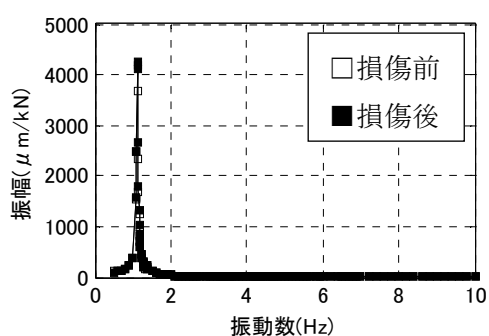


図 2.7 共振曲線と位相曲線（9 階加振方向成分（9F_5AB_Y）

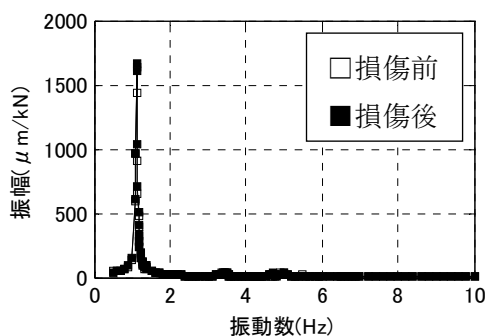


図 2.8 共振曲線と位相曲線（5 階加振方向成分（5F_5AB_Y）

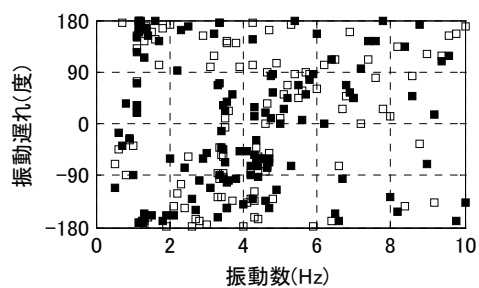
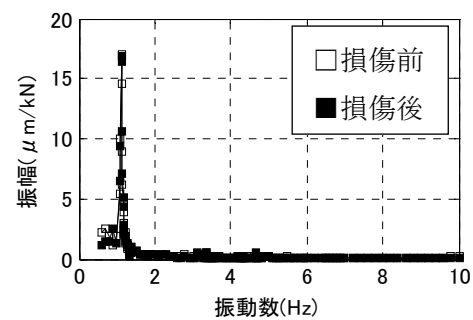


図 2.9 共振曲線と位相曲線（地下 2 階加振方向成分：B2_5AB_Y）

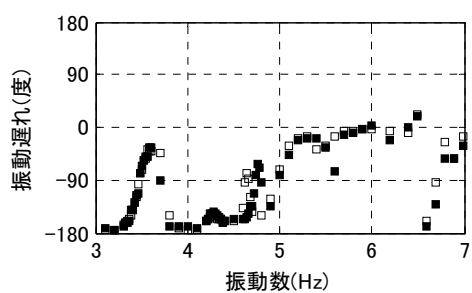
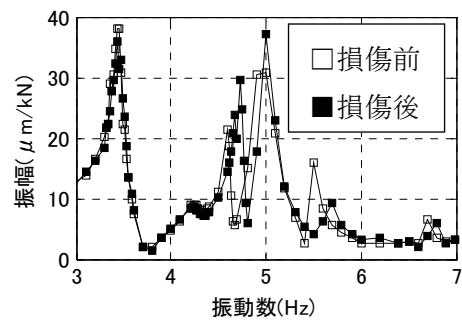


図 2.10 共振曲線と位相曲線（5F_5AB_Y）3~7Hz 拡大図

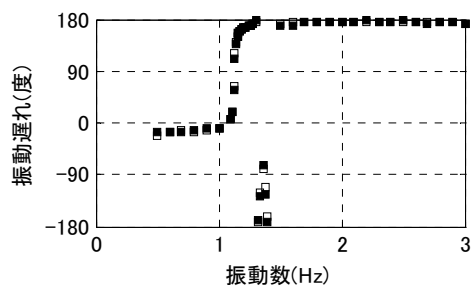
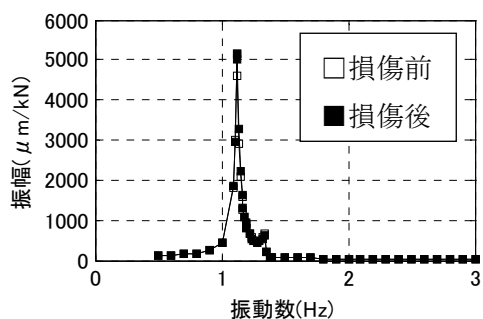


図 2.11 共振曲線と位相曲線（9 階 2 通り加振方向成分：9F_2AB_Y）

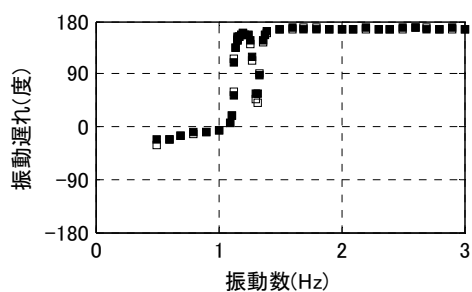
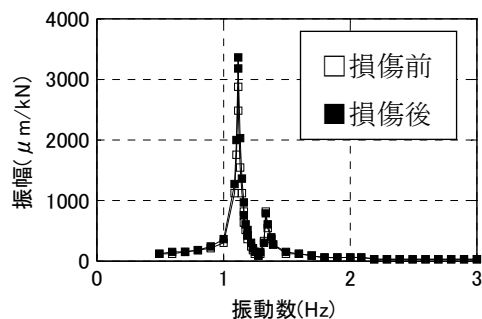


図 2.12 共振曲線と位相曲線（9 階 8 通り加振方向成分：9F_8AB_Y）

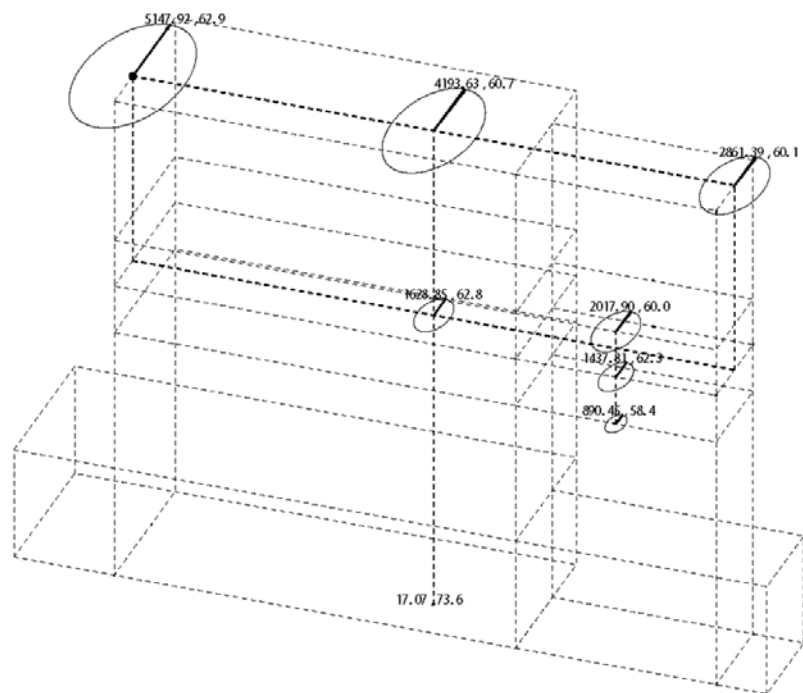


図 2.13 1.12Hz の振動モード (短辺方向 1 次)

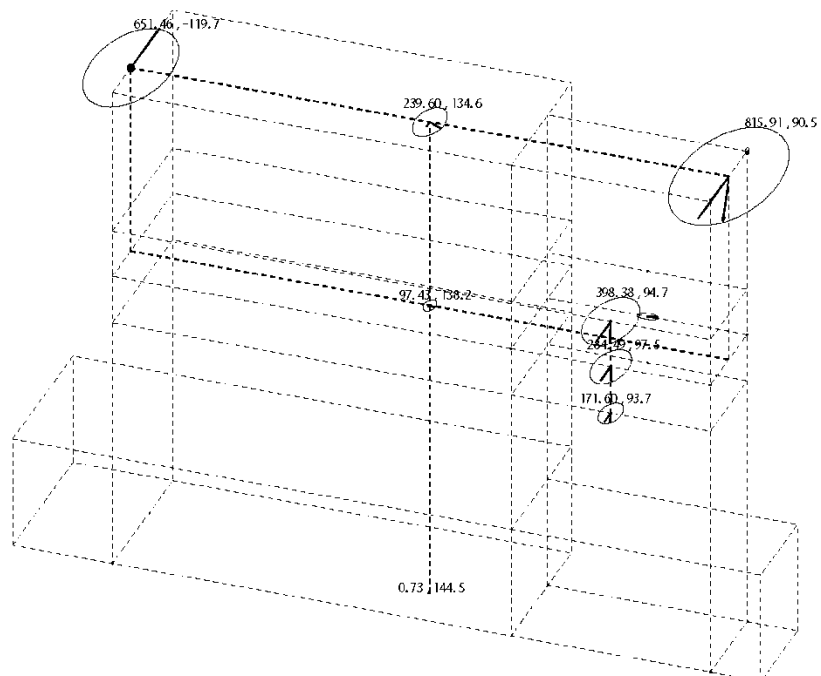


図 2.14 1.34Hz の振動モード (ねじれ 1 次)

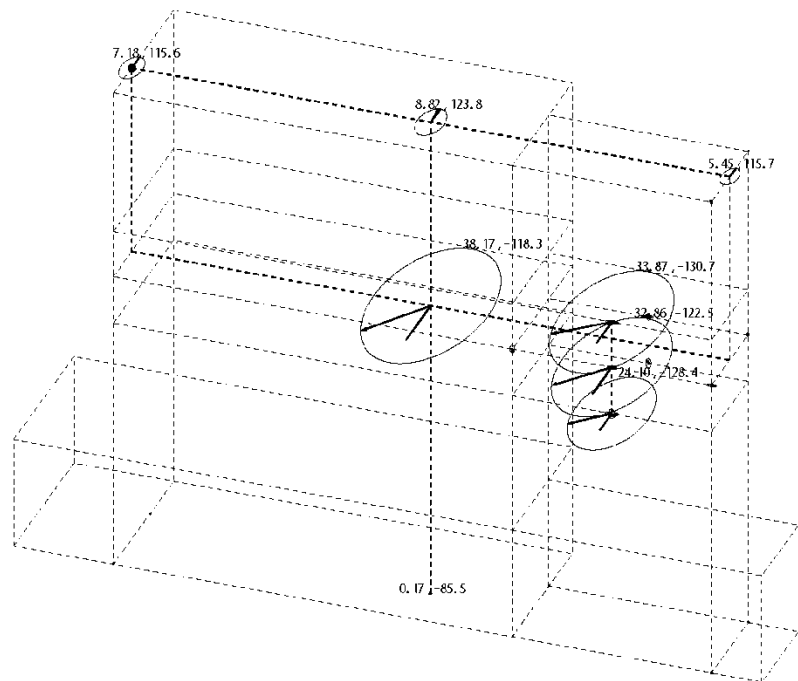


図 2.15 3.44Hz の振動モード（短辺方向 2 次）

(b) 加振直交方向成分

X(加振直交)方向成分の振動特性に損傷の影響が現れるとすれば、損傷近くの局所的な挙動であると推測し、損傷端である 5 階 7 通り A 端の両隣の梁上や上下階を重点的に計測したものである。

損傷を与えた階である 5 階 7 通り A 端(5F_7A_X)、5 階 7 通り B 端(5F_7B_X)、5 階 8 通り A 端(5F_8A_X)の計測結果を図 2.16～2.18 に示す。1 次モードである 1.12Hz をみると、A 端よりも B 端の振幅が約 3 倍になっているが、図 2.2 に示すように建物の平面計画が単純な長方形でなく BC 通りが不整形であることが表れたものと考えられる。

図 2.19 は、損傷直上の計測点(5F_7A_X)の計測結果である 図 2.16 について、1 次ピーク周辺の振動数を拡大したものである。損傷前後を比較すると、いずれの図にもピーク振動数に変化はみられない。一方、各ピークの振幅に着目すると、一次固有振動である 1.12Hz では振幅は 5F_8A_X にわずかな変化が見られるほか、4.80Hz のピークでは 5F_7A_X、5F_8A_X の振幅が損傷後に半減している。なお、4.80Hz は 2.4.2 で後述するように長辺方向の 2 次のピークであることが確認される。

図 2.20 と図 2.21 には、損傷を与えた端部の上下階である、6 階(6F_7A_X)、4 階(4F_7A_X)の計測結果を示す。4 階の計測点では、一次固有振動数の 1.12Hz の振幅が 59 μ m/kN から約 1/4 の 15 μ m/kN に変化した特徴的な変化が確認できた。また、5 階で得られた結果と同様に、6 階、4 階も損傷後は 4.80Hz のピークで振幅が半分程度になっている。

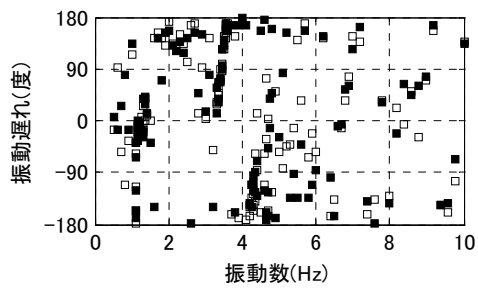
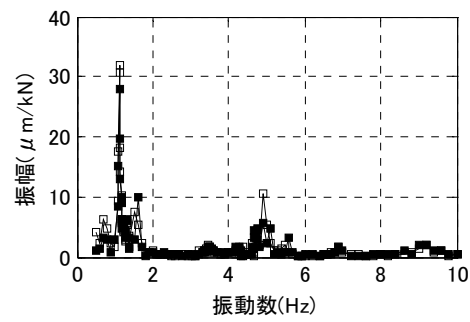


図 2.16 共振曲線と位相曲線 (5 階 7 通り加振方直交成分 : 5F_7A_X)

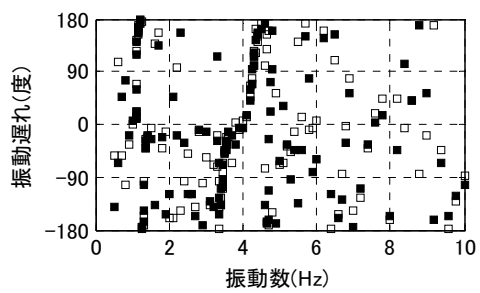
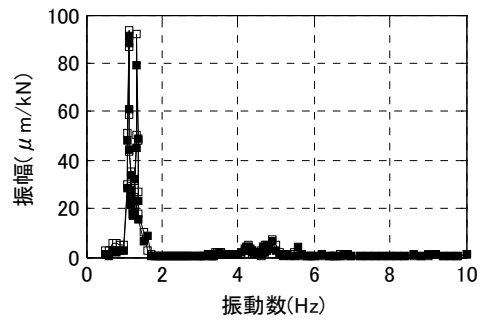


図 2.17 共振曲線と位相曲線 (5 階 7 通り加振方直交成分 : 5F_7B_X)

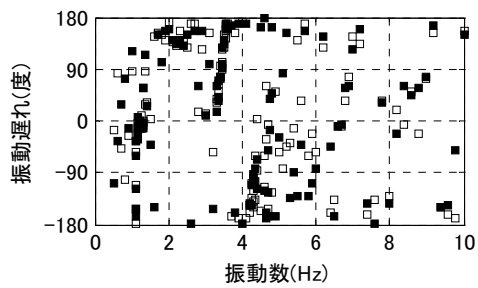
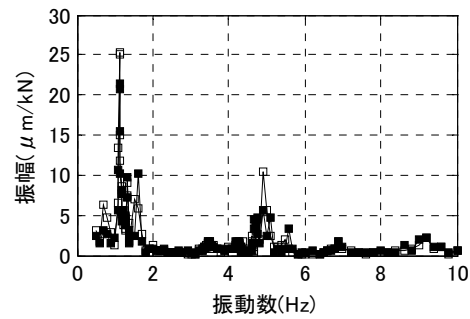


図 2.18 共振曲線と位相曲線 (5 階 8 通り加振方直交成分 : 5F_8A_X)

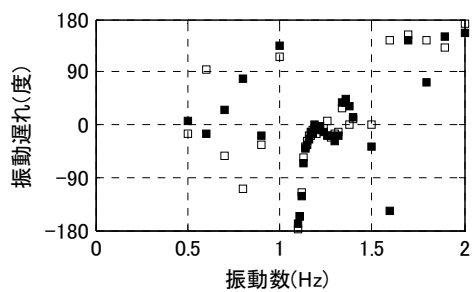
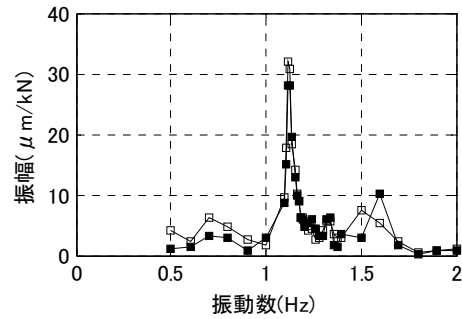


図 2.19 損傷直上 (5F_7A_X) における加振直交成分の計測結果 (1 次ピーク周辺の拡大図)

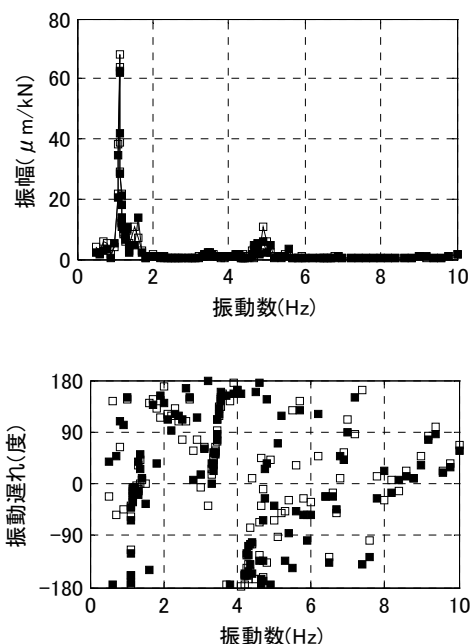


図 2.20 共振曲線と位相曲線 (6 階 7 通り加振方直交成分 : 5F_7A_X)

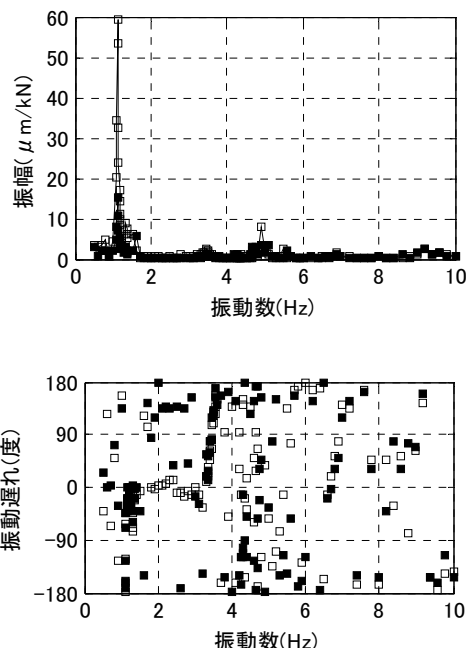


図 2.21 共振曲線と位相曲線 (4 階 7 通り加振方直交成分 : 4F_7A_X)

(c) 上下方向成分

上下方向成分については、まずロッキングなどの建物全体の挙動を示す計測結果として、9 階 8 通りの両端と地下 2 階の四隅の計測結果を図 2.22～2.27 に示す。例えば、9 階 8 通りの A 端と B 端 (図 2.22 と図 2.23) のように同じ梁の A 端と B 端の結果を比較すると、1.12Hz では位相が逆転しており、加振方向にロッキングしていることが確認できる。

損傷前後を比較すると、1.12Hz のピークではいずれも損傷後 (■) の振幅が 1～2 割程度大きく、損傷後の方が試験ではいくらかロッキングが大きくなったと考えられる。また、とくに 4.80Hz など高次モードに対応するピークでも、振幅が小さくなる変化がみられた。

次いで、損傷を与えた端部のある 5 階の計測点の計測結果を図 2.28～2.33 に示す。図 2.32 に示す損傷を与えた梁の中央部 (5F_7AB-Z) において、1.12Hz のピークにおける振幅が損傷後に約 1/4 に低下し、位相が逆転していることがわかる。しかし、5 階 7 通りの両端の計測点 (図 2.28, 図 2.29) では、位相の変化はないものの損傷後に振幅が 2 割弱減少しており、建物全体でロッキングが増加したことを示唆する図 2.22～図 2.27 とは様相が異なる。同じ階の損傷を与えなかった 8 通りと 6 通り端部の計測点 (図 2.30, 2.31, 2.33) では、1.12Hz の振幅が損傷前後でほとんど変化をしていない。高次モードのピークの振幅については、加振直交方向成分と同様に、多くの計測点において損傷前後でいくらか違いが見える。

損傷を与えた上下階の 6 階と 4 階の 7 通りの両端の計測結果を図 2.34～2.37 に示す。図 2.37 に示す 4F_7B_Z では、損傷後に 1.12Hz の振幅が 3 割ほど減少している。しかし、4 階での計測点 (図 2.36 と図 2.37) は最大振幅がともに数 $\mu\text{m/kN}$ と小さい。また、一次固

有振動数よりも低い振動数領域では、加振力不足のため、加振に対する応答がうまく得られていないことからわかるように、相対的にノイズ成分が大きく見えることに注意しなければならない。

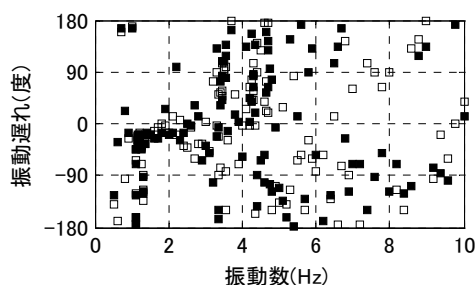
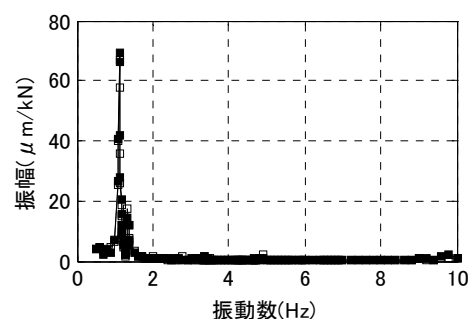


図 2.22 共振曲線と位相曲線 (9 階 8 通り加 A 端上下成分 : 9F_8A_Z)

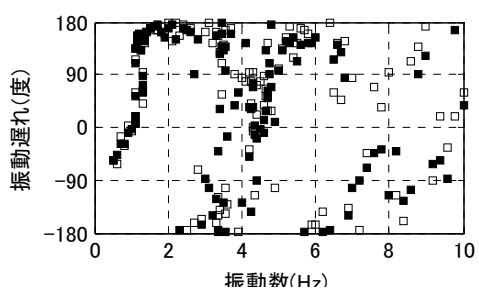
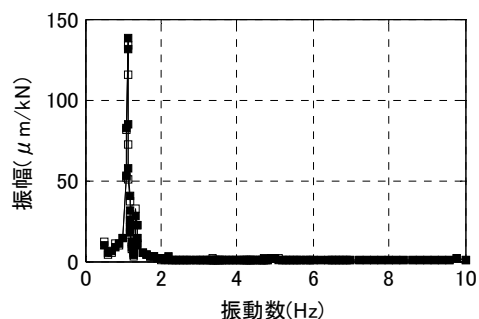


図 2.23 共振曲線と位相曲線 (9 階 8 通り加 B 端上下成分 : 9F_8B_Z)

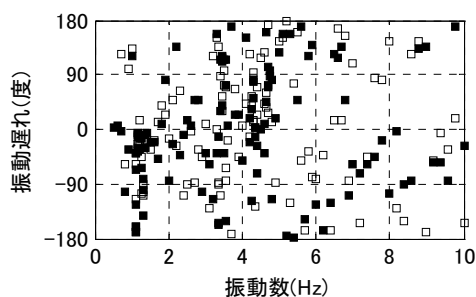
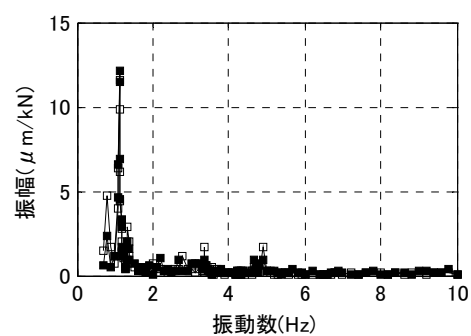


図 2.24 共振曲線と位相曲線 (B2 階 8 通り加 A 端上下成分 : B2_8A_Z)

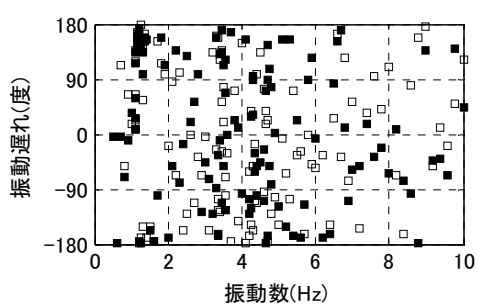
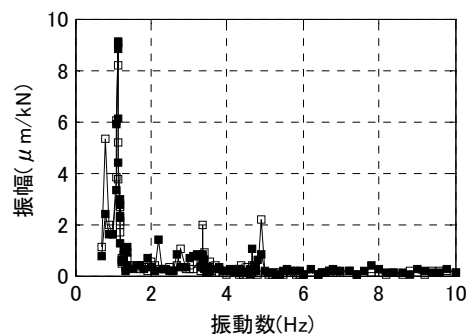


図 2.25 共振曲線と位相曲線 (B2 階 8 通り加 B 端上下成分 : B2_8B_Z)

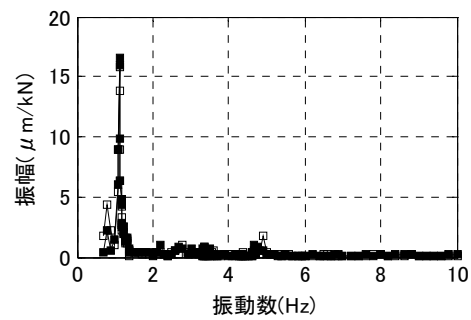


図 2.26 共振曲線と位相曲線 (B2 階
2 通り加 A 端上下成分 : B2_2A_Z)

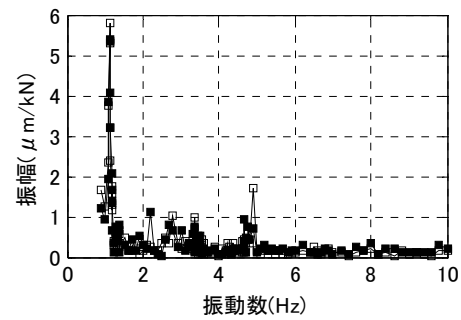


図 2.27 共振曲線と位相曲線 (B2 階
2 通り加 B 端上下成分 : B2_2B_Z)

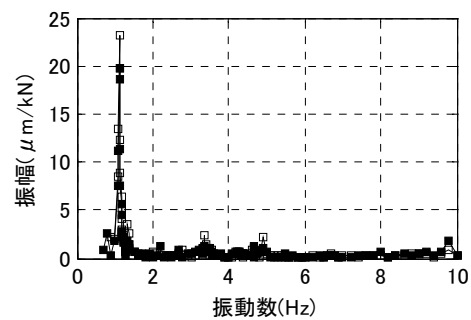


図 2.28 共振曲線と位相曲線 (5 階 7
通り A 端上下成分 : 5F_7A_Z)

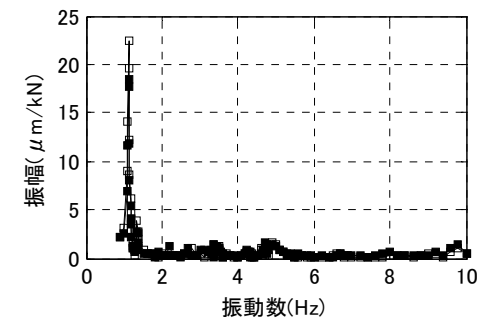


図 2.29 共振曲線と位相曲線 (5 階 7
通り B 端上下成分 : 5F_7B_Z)

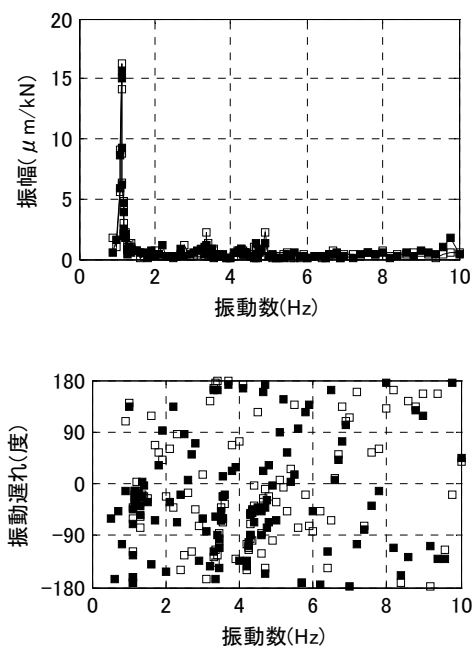


図 2.30 共振曲線と位相曲線 (5 階 8 通り A 端上下成分 : 5F_8A_Z)

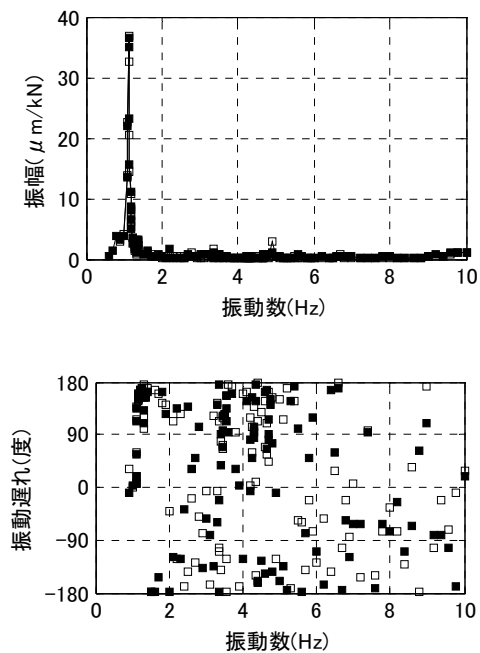


図 2.31 共振曲線と位相曲線 (5 階 8 通り B 端上下成分 : 5F_8B_Z)

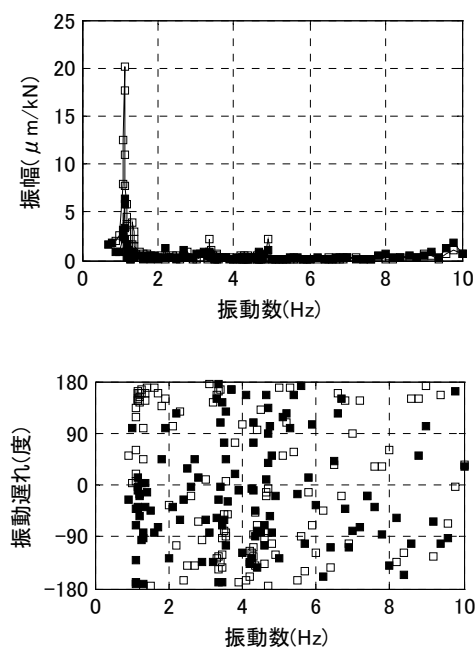


図 2.32 共振曲線と位相曲線 (5 階 7 通り 中央上下成分 : 5F_7AB_Z)

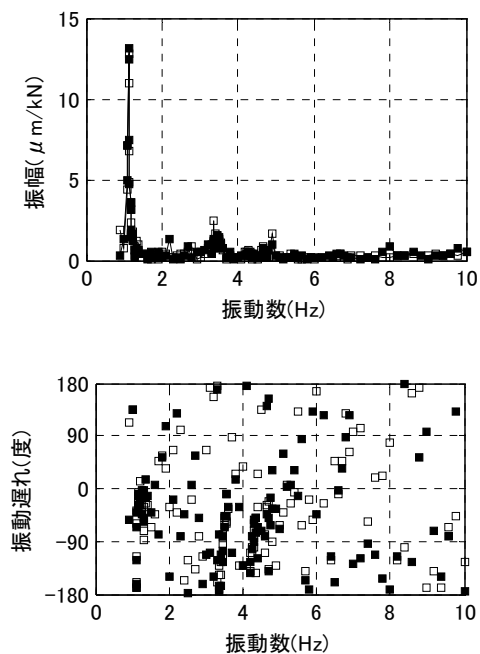


図 2.33 共振曲線と位相曲線 (5 階 6 通り A 端上下成分 : 5F_6A_Z)

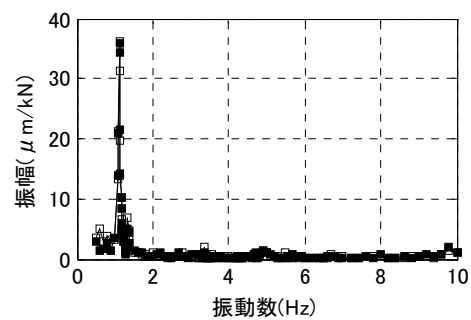


図 2.34 共振曲線と位相曲線 (6 階 7 通り A 端上下成分 : 6F_7A_Z)

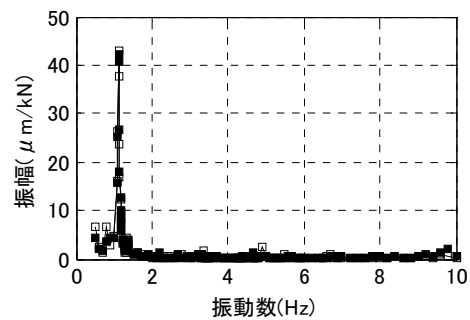


図 2.35 共振曲線と位相曲線 (6 階 7 通り B 端上下成分 : 6F_7B_Z)

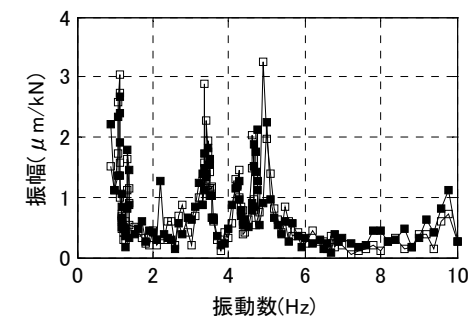


図 2.36 共振曲線と位相曲線 (4 階 7 通り A 端上下成分 : 4F_7A_Z)

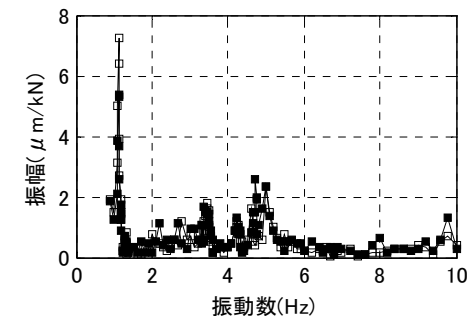


図 2.37 共振曲線と位相曲線 (4 階 7 通り B 端上下成分 : 4F_7B_Z)

2.4.2 長辺方向加振

X（長辺）方向加振における計測結果のうち、主な計測点で得られた共振曲線と位相遅れを図 2.38～図 2.41 および図 2.44～図 2.59 に示す。表現等は Y（短辺）方向加振時のものと同様である。

(a) 加振方向成分

X（長辺）方向に加振したときの建物の加振方向の全体的な挙動を表すものとして、図 2.38～2.40 に、9 階（9F_5AB_X）、5 階（5F_5AB_X）および地下 2 階（B2_5AB_X）の中央位置での加振方向成分の共振曲線と位相曲線を示す。図 2.40 は、短辺方向の加振時と同様に高次モードが現れている 5 階の結果のうち 3～7Hz の範囲を拡大したものである。

これらの図から 1.56Hz と 4.80Hz にピークが存在することが確認できる。また、これらのピークの振動数に損傷前後の違いはみられず、短辺方向加振と同じく、振動数の変化からは損傷の影響が確認できない。また、ピーク振幅については、1.56Hz のピークの振幅は、損傷前後でほとんど違いはないが、図 2.41 に示す 4.80Hz のピークをみると、損傷後の方が 1 割程度の振幅が大きい。

1.56Hz と 4.80Hz における損傷前の計測値を用いた振動モードをそれぞれ図 2.42、2.43 に図示した。図の表現は、Y 方向加振の結果について示した図 2.14 などと同様である。1.56Hz が長辺方向の 1 次モード、4.80Hz が長辺方向の 2 次モードであることが確認できる。

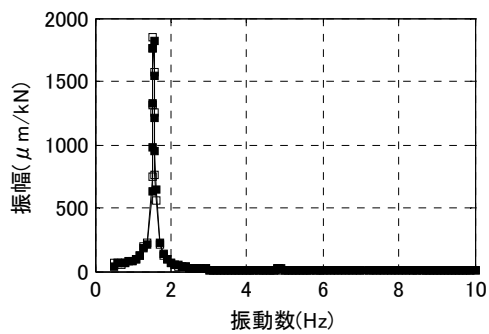


図 2.38 共振曲線と位相曲線 (9 階加振方向成分 : 9F_5AB_X)

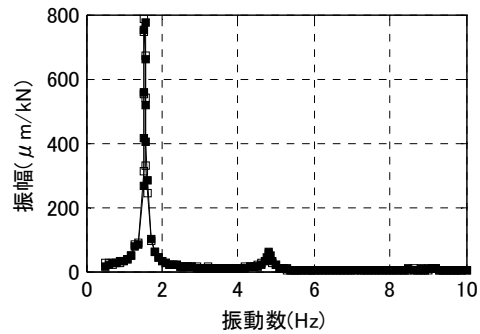


図 2.39 共振曲線と位相曲線 (5 階加振方向成分 (5F_5AB_X)

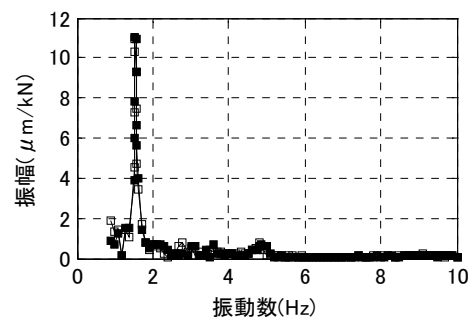


図 2.40 共振曲線と位相曲線 (地下 2 階加振方向成分 : B2_5AB_X)

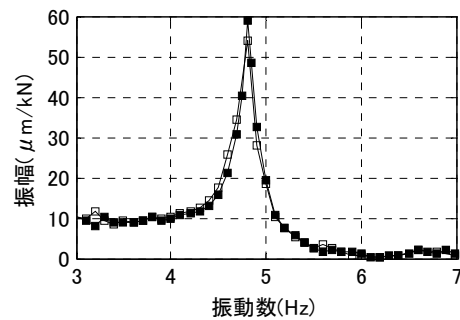


図 2.41 共振曲線と位相曲線 (5F_5AB_X) 3~7Hz 拡大図

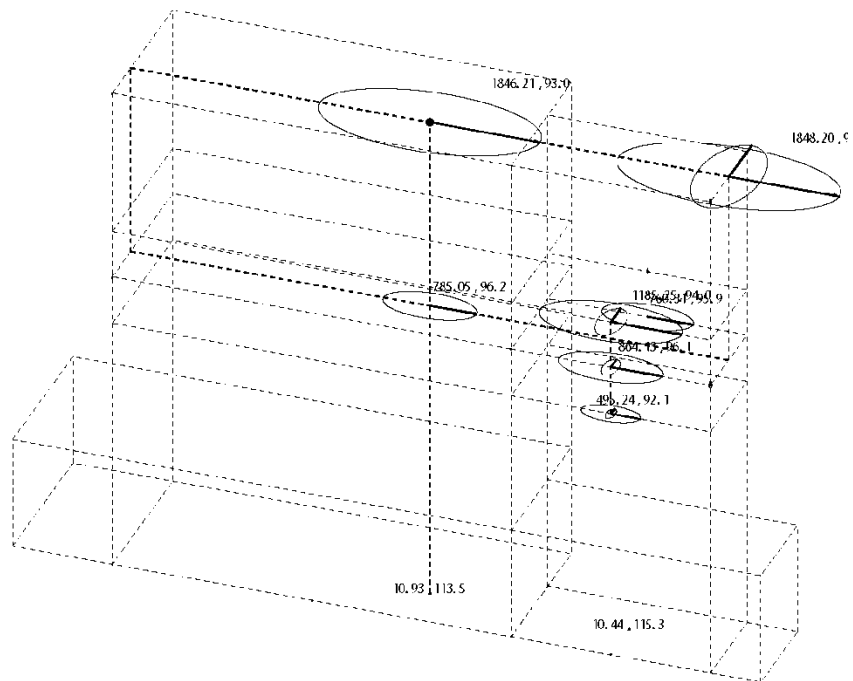


図 2.42 1.56Hz の振動モード（長辺方向 1 次）

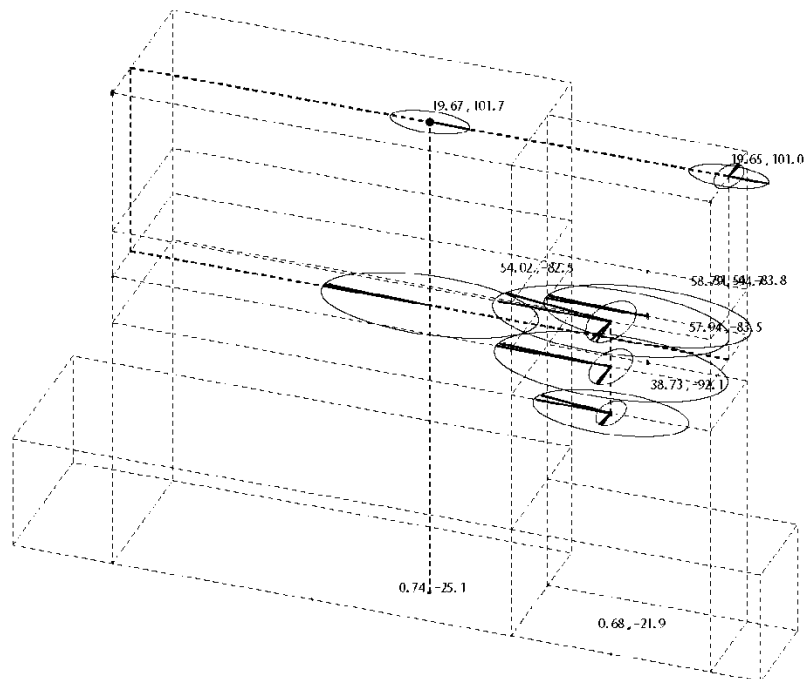


図 2.43 4.70Hz の振動モード（長辺方向 2 次）

(b) 加振直交方向成分

短辺方向の加振時と同様に、損傷階およびその上下階を中心に加振直交方向の振動成分を計測した。図 2.44～図 2.46 に、6 階、5 階、4 階それぞれ加振直交方向成分の共振曲線と位相曲線を示す。短辺方向加振において、損傷後には、その加振直交成分が振幅が約 1/4 となった損傷接合部の直下階である 4F_7A_Y については、1 次ピーク周辺を拡大して図 2.47 に示した。

長辺方向の 1 次のピークが 1.56Hz にあることがわかる。また、図 2.47 から、このピークは低振動数側に段差がみられ、短辺方向の振動成分が含まれているものと考えられる。また、損傷後、このピークはわずかではあるが位相遅れが高振動数側にずれている。あわせて振幅も数%減少しているが短辺方向のような顕著な変化ではない。

そのほかに損傷前後で目立った変化はみられなかった。

(c) 上下方向成分

建物全体の挙動を示す計測結果として、図 2.48～図 2.51 に地下 2 階の A 端について 8, 6, 4, 2 の各通りの結果を並べて示す。1.56Hz のピークに着目して、その相対的な関係を見ると、8 通りから 6 通りは振幅が $14\mu\text{ m/KN}$ から $4\mu\text{ m/KN}$ に減少し、4 通りでは振幅はほぼ変わらず位相遅れが反転、そして 2 通りではまた振幅が $13\mu\text{ m/KN}$ に戻り、強制加振された振動数にあわせて建物全体がロッキングする様子が確認できた。なお、このピークには損傷前後の差はみられない。

次いで、損傷を与えた梁端部がある 5 階で計測された結果を図 2.52～図 2.55 に示す。

図 2.54 をみると、損傷を与えた梁のスパン中央の結果は、1.56Hz のピークの振幅が損傷前の $18\mu\text{ m/kN}$ から損傷後には $12\mu\text{ m/kN}$ と約 1/3 に減少し、振幅変化のみならず位相の反転が確認できた短辺方向加振時ほどではないものの損傷の影響が表れている。図 2.52 と図 2.53 の損傷を与えた梁の両端では、1.56Hz のピークの振幅変化は極わずかである。また、損傷を与えた隣の梁である 6 通りの結果（図 2.55）でも損傷前後の変化は見られない。

損傷を与えた梁の上層である 6 階 7 通りの両端の計測結果（図 2.56 と図 2.57）、同じく下層である 4 階 7 通りの計測結果（図 2.58 と図 2.59）にも損傷前後で明確な変化は見られない。

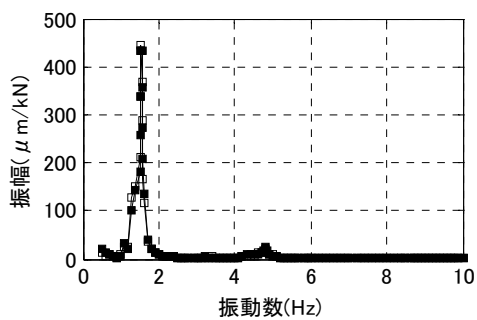


図 2.44 共振曲線と位相曲線 (6 階加振直交方向成分 : 6F_7A_Y)

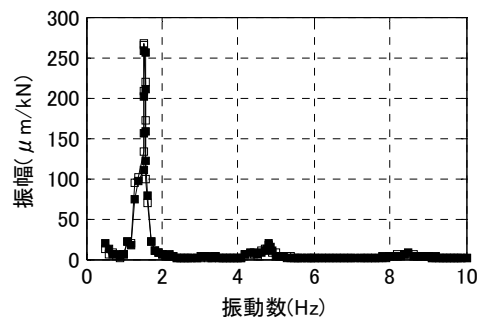


図 2.45 共振曲線と位相曲線 (5 階加振直交方向成分 : 5F_7A_Y)

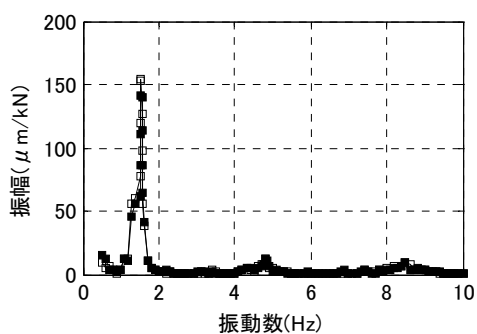


図 2.46 共振曲線と位相曲線 (4 階加振直交方向成分 : 4F_7A_Y)

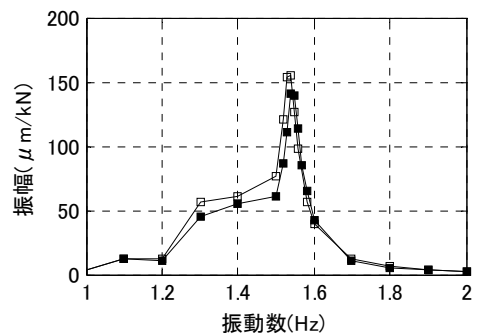


図 2.47 共振曲線と位相曲線 (4 階加振直交方向成分 : 4F_7A_Y) 1~2Hz 拡大図

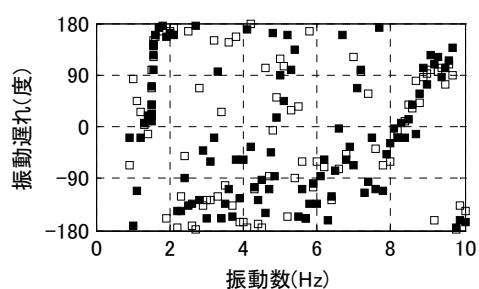
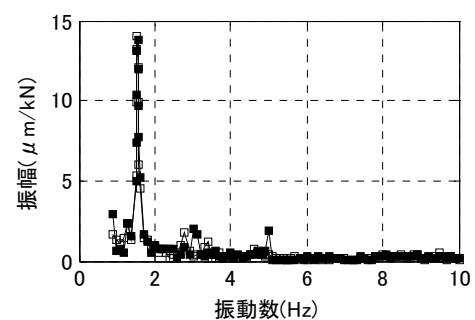


図 2.48 共振曲線と位相曲線 (地下 2 階上下方向成分 : B2_8A_Z)

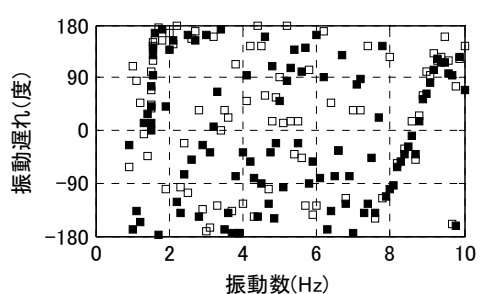
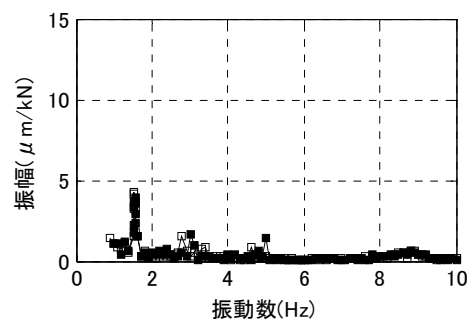


図 2.49 共振曲線と位相曲線 (地下 2 階上下方向成分 : B2_6A_Z)

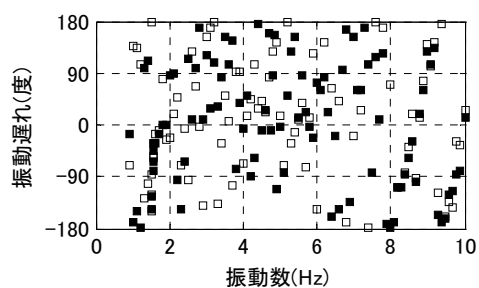
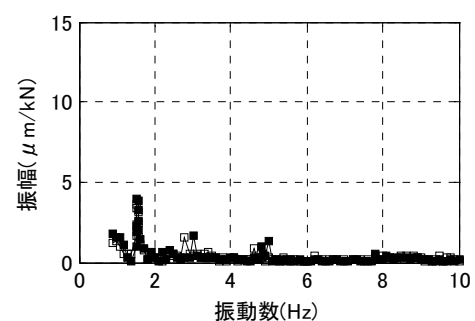


図 2.50 共振曲線と位相曲線 (地下 2 階上下方向成分 : B2_4A_Z)

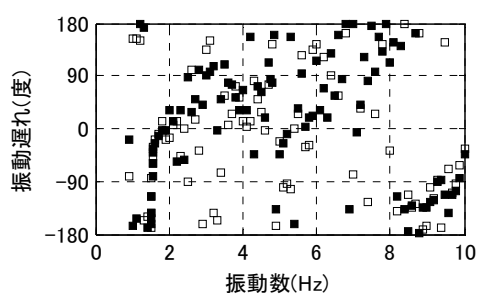
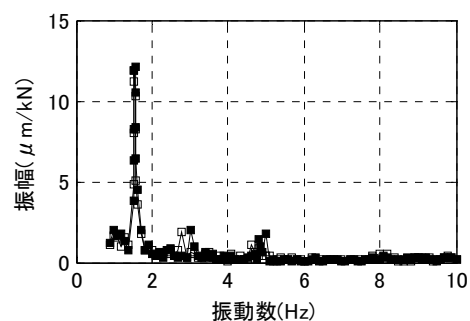


図 2.51 共振曲線と位相曲線 (地下 2 階上下方向成分 : B2_2A_Z)

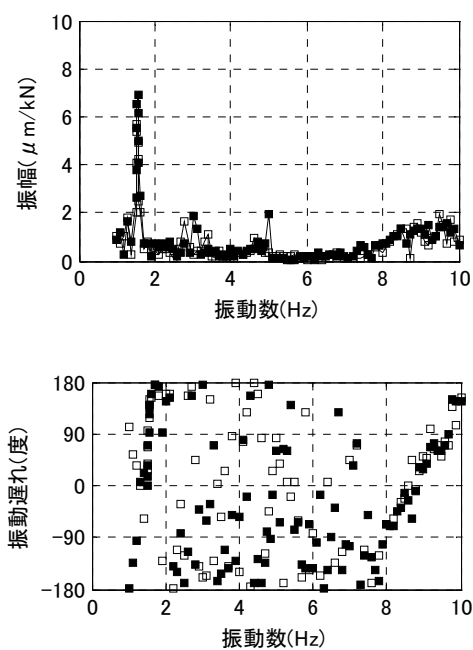


図 2.52 共振曲線と位相曲線 (5 階 7 通り上下方向成分 : 5F_7A_Z)

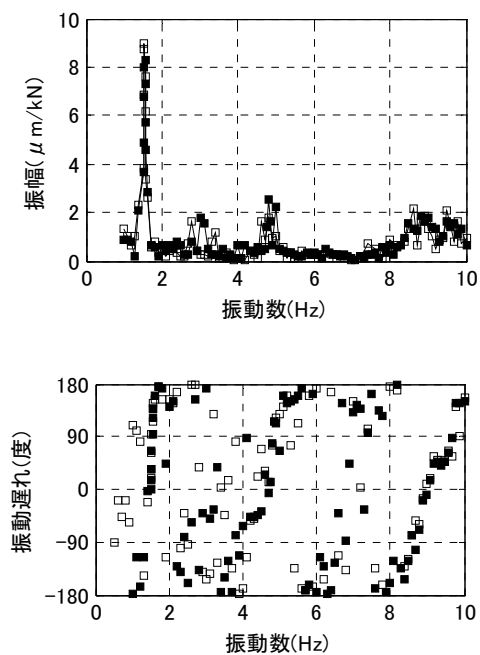


図 2.53 共振曲線と位相曲線 (5 階 7 通り上下方向成分 : 5F_7B_Z)

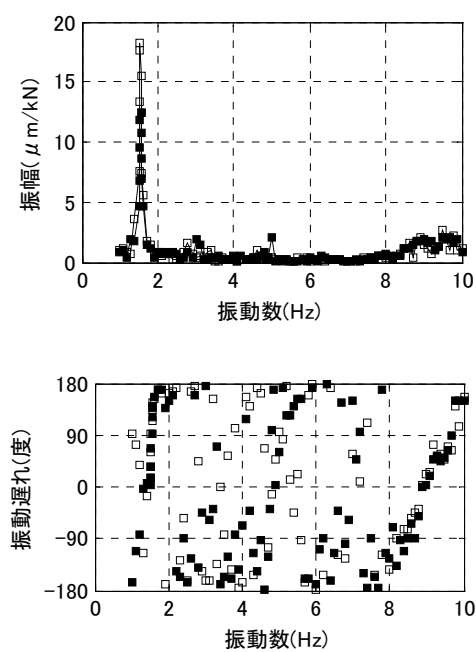


図 2.54 共振曲線と位相曲線 (5 階 7 通り上下方向成分 : 5F_7AB_Z)

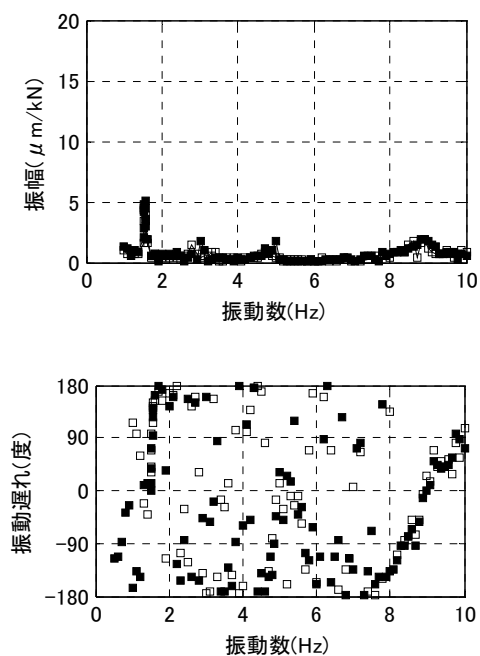


図 2.55 共振曲線と位相曲線 (5 階 6 通り上下方向成分 : 5F_6A_Z)

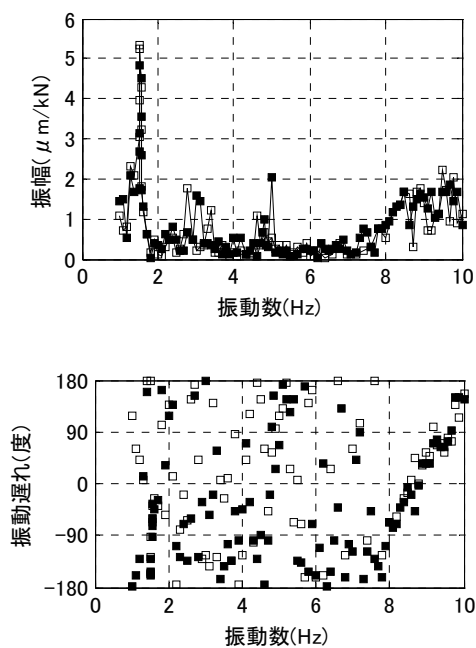


図 2.56 共振曲線と位相曲線 (6 階 7 通り上下方向成分: 6F_7A_Z)

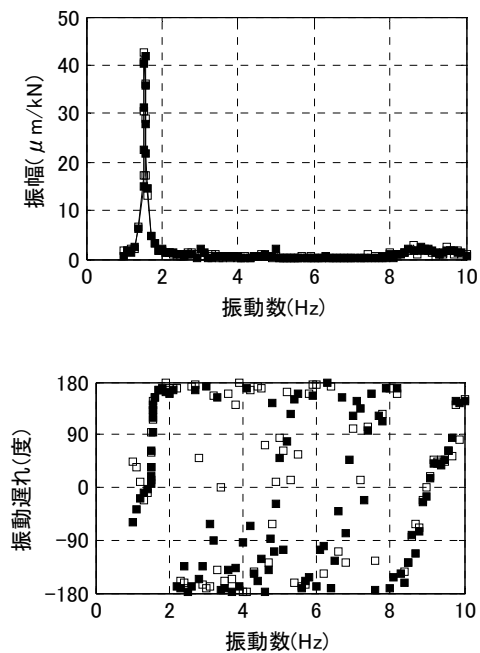


図 2.57 共振曲線と位相曲線 (6 階 7 通り上下方向成分: 6F_7B_Z)

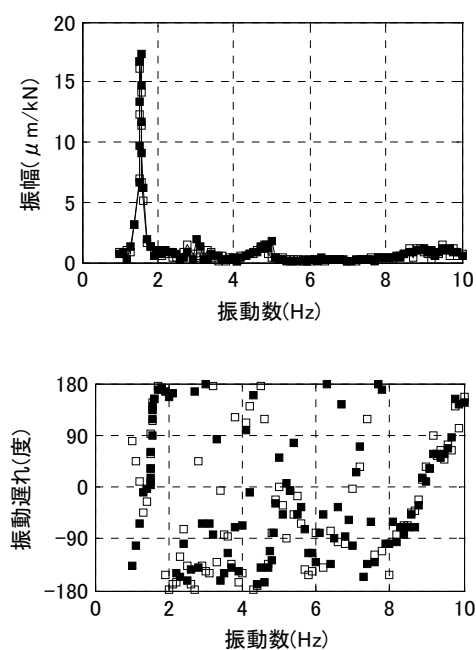


図 2.58 共振曲線と位相曲線 (4 階 7 通り上下方向成分: 4F_7A_Z)

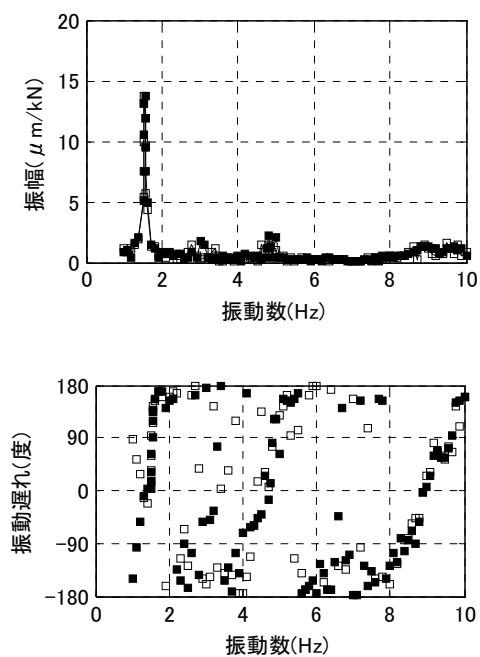


図 2.59 共振曲線と位相曲線 (4 階 7 通り上下方向成分: 4F_7B_Z)

2.5 梁端損傷が振動特性に与える影響の考察

2.5.1 損傷前後の振動特性の変化のまとめ

2.4 に述べた強制加振試験の結果から、試験対象とした 9 層程度の規模の建物では、1 か所の梁端下フランジを全面的に切断した損傷は建物全体の振動特性にほとんど変化を与えないことがわかった。

一方、損傷個所の近くのローカルな挙動をみると、損傷による明確な変化が計測できた振動成分もあり、一次固有振動数のピークにおいて、とくに明確な変化が現れた計測結果は以下の 2 つの振動成分である。

- ・ 短辺方向加振時の損傷を与えた梁のスパン中央部の上下方向成分
- ・ 短辺方向加振時の損傷を与えた梁端の直下階の加振直交方向成分

また、多くの計測結果で 2 次モード以上の高次モードのピークに変化が現れた。

以下では、これらの変化のうちの損傷検知に用いることを念頭に、安定して計測しやすい一次固有振動モードに関係する変化について、そのメカニズムを考察する。上述の 2 つの変化は梁端の下フランジ切断により、梁端部の固定度合いが小さくなり、損傷を与えた梁や、損傷端の下側にある柱の振動モードが変化して現れたと推察されるが、計測点間隔が疎らであるために、試験結果だけでは十分に部材の振動モードが分析できない。そこで、試験を模した有限要素法モデルを構築し、数値解析を利用して損傷により、振動統制が変化するメカニズムを考察する。また、考察の対象は、最も明瞭な変化が現れられた損傷を与えた梁の中央部の上下成分とした。

2.5.2 有限要素モデル

対象建物の有限要素モデル^{2.4)}を図 2.60 に示す。モデル化にあたり、床スラブと壁はシェル要素、柱梁はビーム要素とした。また、ロッキングによる上下動を考慮するため、PS 検層により得られた最下層である地下 2 階の下（地下 11.9m）から地表面下 30m までの弾性波の速度分布を利用して、薄層要素法により地盤を周波数依存の地盤ばねでモデル化した。

一次振動モードに明確な変化が現れた短辺方向の加振試験を模擬した周波数応答解析を行ったところ、数値解析による建物短辺方向の一次固有振動数は

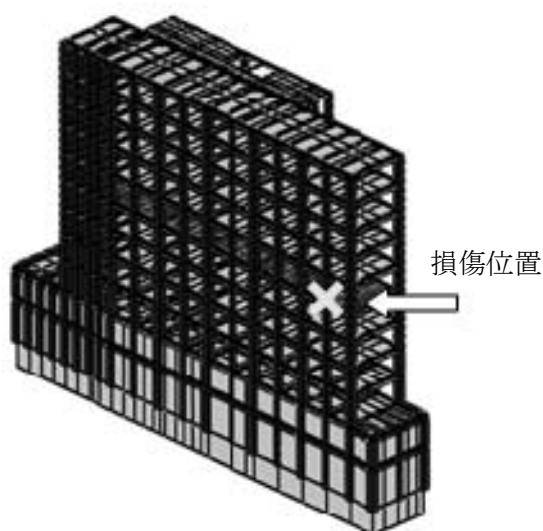


図 2.60 有限要素法モデル

0.92Hz であり、試験で得られた 1.12Hz よりもやや長周期側にずれているものの、建物全体の一次振動モードについて、水平成分や建物端部での上下成分のモード形状が実験結果と整合していたので、このモデルを採用して以下の考察を行った。

破断は、梁端に位置するビーム要素（要素長さ 0.5m）の断面積を減少させることで表現した。この要素の断面積を変えて解析を繰り返したところ、元の断面積の 80%としたとき、梁スパン中央における振動の上下方向成分について、試験で得られた損傷前後の相対的な変化を解析でも表現できた。

一方、試験では下ランジ全体をガスで切断している。損傷を与えた梁（H800×300×14×26, $I=292,000\text{cm}^4$ ）であり、一方のフランジを切断すると、その断面 2 次モーメントは約 43% となる。簡便に長方形断面で考えると、断面 2 モーメントが 43% とするとその断面積は 43% の平方根すなわち 65% となるが、ここで求めた 80% は 65% よりもやや大きな値である。この原因として、損傷の影響を同定した点が 1 点であることによる誤差に加え、床スラブの剛性が影響することなどから相対的に破断の影響が小さく見積もられたものと考えた。

そこで、断面積を 80% としたモデルは損傷の影響をやや過小評価している可能性はあるが、試験における相対的な変化を表現することを優先して、以後は断面積を 80% としたモデルで破断を表現して損傷による振動特性の変化のメカニズムについて検討する。

2.5.3 振動特性変化のメカニズム

数値解析における梁スパン中央部における上下成分の共振曲線と位相曲線の変化を図 2.61 に示す。数値解析と比較できるように、図 2.62 にこの成分（5F-7AB_Z）の試験結果を示す。図 2.62 は図 2.32 に示した試験結果の一次固有振動周辺を拡大したものである。

一次モードのピークを見ると、数値解析（図 2.61）では建物一次固有振動 0.92Hz の振幅が損傷前に比べて損傷後の方が大きいのに対し、試験（図 2.62）は同じく 0.92Hz 付近において損傷後の方が小さく、数値解析と試験が一致してしない。また、試験では、一次モードのピークの位相遅れが損傷前後で反転しているのに対して、数値解析ではそのような変化がないことも違っている。

梁全体の挙動をみるため、試験、数値解析それぞれで得られた建物の一次固有振動数における梁の振動モードの上下成分を描くと図 2.63 のようになった。図 2.63 では、楕円の半径が振幅の絶対値を、楕円中央から円周に向けて引いた線分の角度が位相遅れを表している。振幅は、試験、解析それぞれにおける損傷前の A 端の振幅で基準化したものであり、試験では 20 m/kN、数値解析では 83 m/kN で基準化した。また、位相遅れはそれぞれの梁の A 端の位相からの相対位相である。

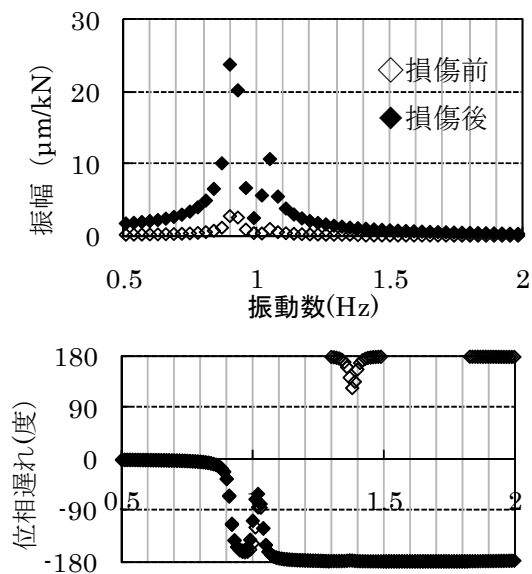


図 2.61 梁端下フランジを切断した梁中央部の上下成分の共振曲線（数値解析）

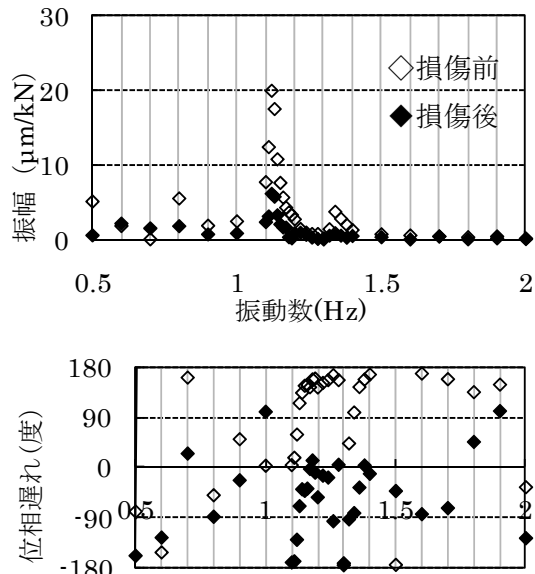
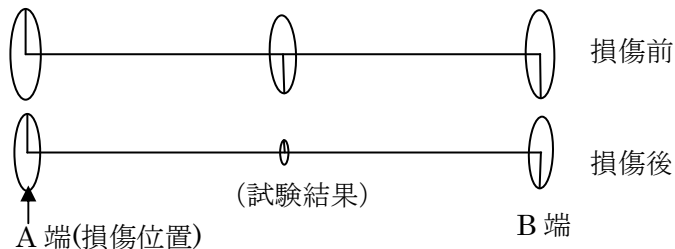
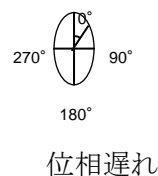
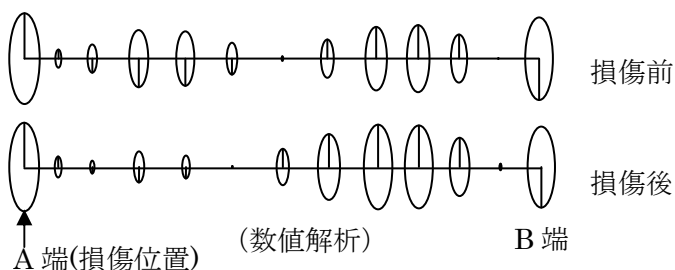


図 2.62 梁端下フランジを切断した梁中央部の上下成分の共振曲線（振動試験）

損傷前 A 端の絶対値 $20\mu\text{m/kN}$



損傷前 A 端の絶対値 $83\mu\text{m/kN}$



振幅は、実験、数値解析それぞれにおいて損傷前の A 端の振幅で基準化して図示した。位相遅れは左端部に対する相対位相を示す。

図 2.63 建物一次固有振動数における損傷梁の振動モード（上下成分）の試験結果と数値解析の比較

図 2.63 の数値解析による結果をみると、損傷前はほぼ逆対称であった振動モードが A 端の断面積を減じたことで端部の拘束が弱くなり、対称性が崩れることで梁中央位置での振幅が大きくなる様子がわかる。これに対し実験は、梁両端と中央の 3 点での計測値からの考察ではあるが、むしろ損傷前に非対称であった振動が、損傷により対称になったようにみえる。

有限要素モデルでは損傷前に梁中央で振幅が現れる要因を反映できていないので、試験で計測された梁の振動モードそのものを正確に表現していないが、以下では損傷前後で計測された変化を表現できるように破断をモデル化することで、損傷による振動モードの相対的な変化を対象とした議論を展開する。

破断のモデル化については 2.4.2 に先述した。図 2-63 に示す振動モードを用いて試験と数値解析それぞれ損傷後から損傷前の変位を引くと図 2-64 が得られるが、梁端要素の断面積を調整したところ、損傷時の断面積を 80%としたときに図 2.64 で梁スパン中央の●(試験)、○(数値解析)と概ね同じになったということである。梁上が一次モードで振動するとき各点の振動は、A 端とほぼ同位相か、ほぼ 180 度反転した位相であることから、図 2.64 を描くときには、A 端と同位相であれば正、逆位相であれば負として振幅の絶対値に正負の符号をつけて図示している。

一般的な梁端の破断による影響の定量的な評価は、今後も実験等のデータを重ねた検討が必要であるが、梁中央の振動の上下成分の変化を説明として本モデルの計算結果を前提として議論すれば、図 2.65 に模式的に示すように、破断前後の差は破断した端部に加振時に生ずるものとは逆向きの曲げモーメントが作用して生ずる変化と解釈できた。

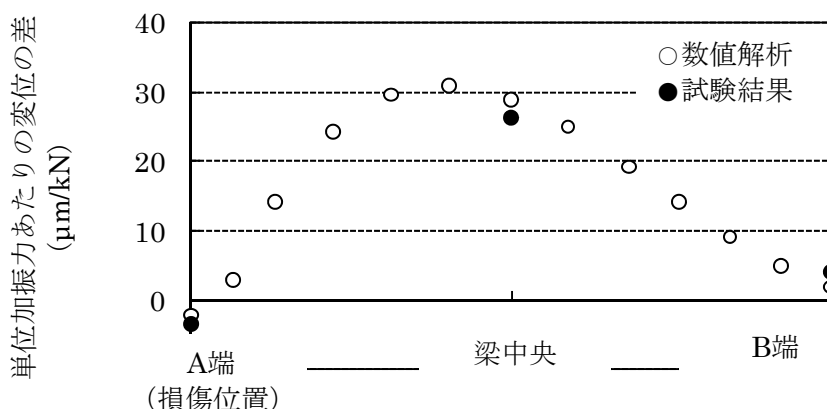


図 2.64 建物一次固有振動数における損傷梁の振動モード（上下成分）の変化

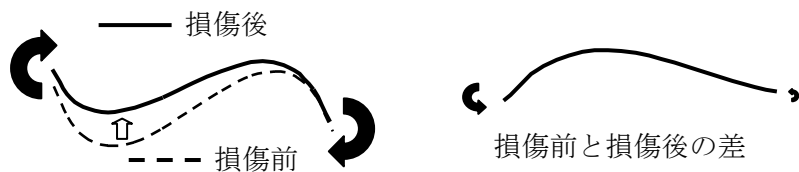


図 2.65 損傷前後の梁の振動モード変化の模式図

2.6 まとめ

解体される 9 階建ての事務所ビルの梁端 1 箇所の下フランジを切断し、その前後で振動試験を実施した。また、試験結果を模擬する有限要素法による数値解析をあわせて、試験結果のうち 1 次固有振動数付近の振動データを整理・分析して得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 9 階建ての規模の建物では、梁端 1 箇所が破断しても、加振方向の振動特性に明確な変化を見つけることは難しい
- (2) 梁端部の下フランジ切断は、損傷を与えた梁の曲げ変形の形状変化に起因した梁の上下動の変化として、振動試験により検知できる可能性がある。
- (3) 下フランジを切断した柱梁接合部の直下階に位置する部位の加振直交方向の一次固有振動数でも損傷前後で変化があったほか、2 次以上の高次固有振動数付近では、多くの振動成分で損傷前後の変化みられた。

次章では、梁中央の振動における上下成分が変化するメカニズムは梁の変形モードが変化することによるものであるとしたモデル化に基づき、振動試験を利用した損傷検知方法を検討する。

参考文献

- 2.1) 金澤健司：常時微動振動計測に基づく構造物の損傷探査法(その 4) 長期連続振動モニタリングによる振動特性の経時変化による分析, 電力中央研究所報告, 2005.5.
- 2.2) 森田高市, 勅使川原正臣, 濱本卓司, 三田彰, 福田顕義：擬似的損傷を有する 5 層鉄骨試験体の構造損傷検出実験 ―その 1 試験体概要および Flexibility Method による損傷検出―, 第 44 回自動制御連合講演会, No.01-253, pp.220-223, 2001.11.
- 2.3) 武藤清, 太田外気晴, 足立憲彦, 丹羽正徳：相関技術を応用した振動実験法：構造, 日本建築学会大会学術講演梗概集. 構造系 45(構造系), pp.373-374, 1970.
- 2.4) 清水弘道, 平野隆久, 佐藤鉄一, 保科和人, 吉川秀和：汎用構造解析システム KANSAS の開発と適用研究, 日本機械学会 電子計算機利用委員会, 第 10 回電子計算機利用シンポジウム, pp.217-222, 1988.

第 3 章 振動試験を利用した鉄骨造梁端部の損傷検知手法

3.1 はじめに

第 2 章では、鉄骨梁の梁端破断の影響が、建物が水平方向に振動したときの梁の振動の上下成分の変化として現れることを示した。本章では、この知見に基づき振動試験データを利用して、鉄骨梁の梁端破断を検知する方法を検討する。

破断による変化する振動データが分かっている場合、破断を検知する最も簡単な方法は、健全な状態での振動データと強い揺れを受けたあとのデータを比較することである。しかし、現在のところ健全な状態の振動データが採取されている建物はほとんどない。また、将来的な利用を考えた場合であっても、積載物など建物の使用状態が変化すれば梁の振動モードに影響を与える可能性があること、そのようなことがなくても振動特性が経時的に変化することが指摘されており、実用的な観点からは損傷が疑われる時点に実施する 1 回の試験で損傷検知が完結する方法が望ましい。

また、健全時の振動特性を実際の計測データではなくあるべき状態の振動特性を推定した数値解析により得て計測データを比較する方法も考えられるが、第 2 章で振動特性が変化するメカニズムを検討した際にそうであったように、床の上下方向の振動を精度よく予測することは容易でなく、第 2 章で得られた程度の変化は数値解析のモデルエラーに紛れてしまう可能性が高いと考えられる。

そこで本章では、振動モードの変化を利用した破断の検知法として、破断前後の比較ではなく近くにある梁の振動モードの相対的關係を利用する方法を提案する。また、第 2 章の試験対象とした事務所ビルをモデル化した 9 階建建物を対象として数値シミュレーションを行い提案手法による破断検知の可能性を検討する。

3.2 破断検知手法

3.2.1 基本的な考え方

健全な建物を強制加振により水平一次固有振動数で振動させた場合、構造的な平面計画が比較的整然としたものであれば、建物端部同士、逆に中間位置同士というように構造的關係が類似した梁では、その振動モードが似ていると考えられる。また、同じ平面計画が続く、いわゆる基準階床の場合、隣接階で同様の位置關係にある梁同士にも同様のことがいえる。

このように、梁の振動モードの相対的な關係は構造計画からある程度は推測できることを利用して、大きな揺れを受けた後などに行う 1 回だけ振動試験の結果を利用して破断を検知する方法として次のように考える。すなわち、複数の梁で上下振動成分を計測して振動モードの相対的な關係を評価し、これが構造計画から推定できる關係から大きく異なる場合、その組合せに関するいずれかの梁端が破断している可能性が高いと考えるものである。

3.2.2 梁の振動モードの比較方法

梁の振動モードの違いを定量的に取り扱うために、2本の梁の振動モードの類似の程度を次のように表現する。

梁の振動モードは、図 3.1 に模式的に示すように、材軸上の一定の位置において、変位と位相をとり、これらを要素とするベクトルで振動モードを表現すれば、(3-1)式で計算する MAC(Modal Assurance Criterion：モード信頼性評価基準)値^{3.1)}によって比較することができる。

MAC 値は、有限要素法で振動実験を模擬する場合などに振動モードの相関性を評価する際にしばしば用いられる指標である。

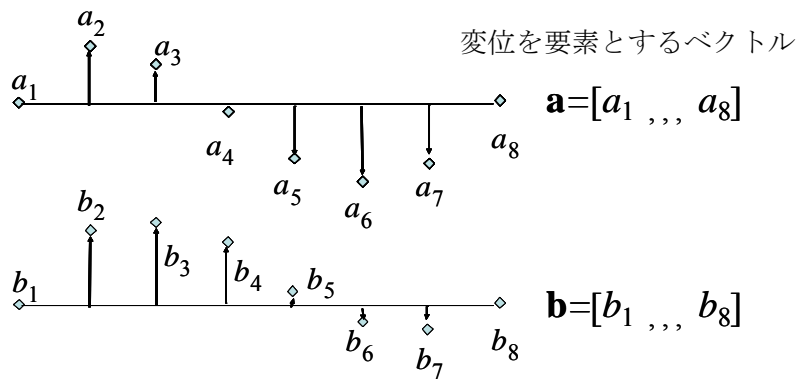


図 3.1 2本の梁の変位を要素とするベクトルの模式図

$$MAC = \frac{(\mathbf{a}\mathbf{b}^{*T})^2}{(\mathbf{a}\mathbf{a}^{*T})(\mathbf{b}\mathbf{b}^{*T})} \quad (3-1)$$

ここで、*は共役、Tは転置を表わす

MAC 値は振動モードが完全に一致する場合に 1 となり直交する場合に 0 となるので、いくつかの梁の組合せで MAC 値を評価し、ばらつきの範囲を超えて低い組合せがあれば、その組合せに関係したいずれかの梁端で破断があると推定できる。

ただし、MAC 値を評価するには、比較する梁同士で同じ位置の振動データが必要となるが、実際の建物では什器や仕上げ等が存在し、必ずしもすべての梁上において理想通りには計測できないことが多い。そこで計測値を補間する必要があるので、ここでは次の方法で補間することにした。

第 2 章に述べた建物を一次固有周期で水平方向に強制加振したときの梁の振動モードは、図 2.63 を説明する際に述べたように、梁端との相対位相がほぼ 0 度もしくは 180 度である。

そこで、位相については簡略化し、計測した情報のうち振幅の絶対値と正負の符号を用いることにする。また、梁にかかる作用のうち振動による変動成分は、加振方向の慣性力と柱梁接合部に変位が生ずることによる曲げモーメントとせん断弾力である。材軸方向の作用による梁振動の上下方向成分に与える影響は無視できると考えると、材軸方向に一樣な断面の梁に両端の集中荷重が作用するとたわみ曲線が 3 次式になることから、振動モードを符号付の振幅を梁端からの距離の 3 次式で近似する。図 3.2 は、図 2.63 に示す数値解析結果を 3 次式で近似したものであり、よく当てはまることが確認できる。

以上の考察により、梁の振動モードの比較は計測から得られる符号付きの振幅を適当な間隔で 3 次式を離散化してベクトルを作成し、(3-2)式の MAC 値を評価する。

$$MAC = \frac{(\mathbf{ab}^T)^2}{(\mathbf{aa}^T)(\mathbf{bb}^T)} \quad (3-2)$$

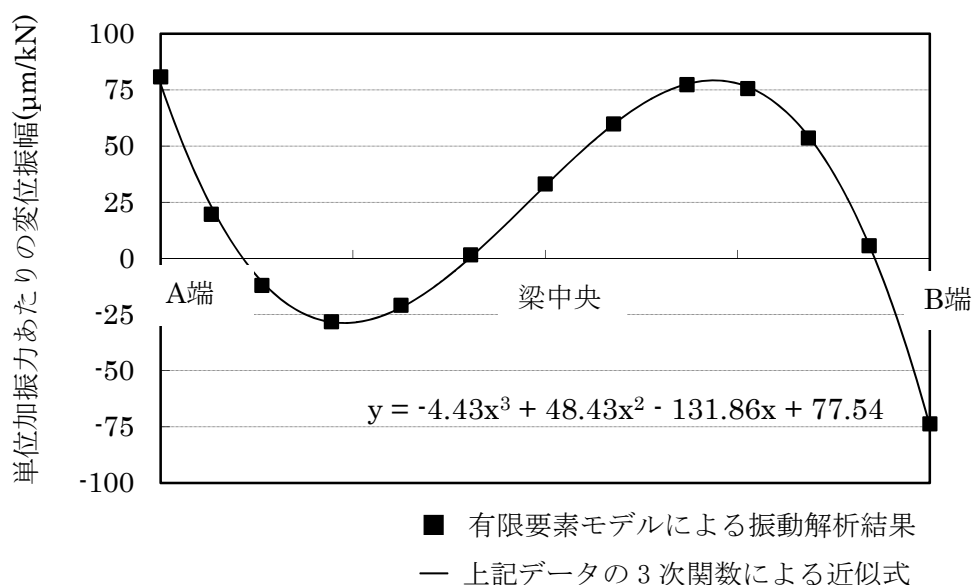


図 3.2 梁の振動モード上下成分の 3 次関数による近似

3.3 破断検知の数値シミュレーション

第 2 章に述べた 9 階建事務所ビルの有限要素モデルを対象とした数値計算を通じて、提案手法による破断検知の可能性を検討する。

損傷は試験で想定したものと図 2.2 に示す 5 階 7 通りの A 端部が破断したものとした。また、実験と同様に 9 階床に加振位置を設定し、4～6 階にある 2～8 通の各梁を対象に A 端から 0m, 0.5m, 3.8m (梁中央), 5.2m, 7.6m (B 端) の 5 点を「計測点」と

見做し、建物短辺方向に一次固有振動数で加振したときの有限要素解析結果を「計測値」とした。梁上の計測点数は、損傷検知にかかる費用や労力に直結する数量であり、実用化を考える上で重要な要素であるが、ここでは中央および両端が節となり、2つの腹が生ずる振動モードが得られることがわかっているため、端緒としてこの振動モードが表現できるなかで、できるだけ少ない数として設定した。また、「計測値」を3次関数でモデル化したあと、梁スパンを9等分した0.95m間隔の位置で離散化して変位ベクトルを構成してMACを計算した。

評価結果として、図3.3～図3.6に損層がないときと損傷があるときのMAC値を比較した。各図左列は損傷がないとき、右列は5階7通りのA端に損傷があるときのMAC値を示す。図3.5には、4階の5通りから8通りを基準として、それ自身を含む4階から6階の各梁（18本）とのMAC値を図示した。各グラフの縦軸はMAC値、横軸は梁の位置を示し、階数はマーク（*：4階、○：5階、●：6階）で区別した。図3.4から図3.6も、それぞれ基準とした梁を5階の2通りから4通り、5階の5通りから8通り、6階の5通りから8通りとして、同様に図示したものである。

まず損傷がないとき、すなわち左列の図を見比べてみると、例えば図3.3の左下に示す4階8通りを基準にしたときのように、5階（○で表現）の梁とのMAC値が、ほかの階の梁とのMAC値といくらかずれるものもあるが、概ね3種類のマークがほぼ重なっており、4～6階では同じ平面位置の梁の振動モードが互いに似ていることを意味している。また、7通り、8通りと、2～6通りはそれぞれ似通ったモードになっている。これは各階の7通りもしくは8通りを基準としたとき（図3.3、3.5、3.6の左下2枚）を見れば、それぞれMAC値は1付近に集中するのに対して、それ以外の通りを基準にしたとき（図3.3、3.5、3.6の左上2枚）を見れば7、8通りと建物端部の2通りでMACが低下していることに現れている。これは図2.2、図2.3に示すように対象建物の平面計画が単純な長方形ではなく、このことを図2.60に示す有限要素法のモデルでも反映しているためである。

これに対して、5階7通りのA端に損傷を与えた場合のMAC値を図示した各図の右列を見ると、7通りと8通りを基準としたMAC値では、5階7通りとの値が特出して低下している。そのほか図3.4では5階2通りを基準としたものでも5階7通りとの値が低下している。5階7通り以外にこのような変化が見られる梁はない。

左列に示す損傷がないときのデータが手元にない場合、例えば、図3.3の一番上の4階5通りのMAC値だけをみれば、むしろ左側の方が階によってMAC値がばらついていることが示すように、右列のいずれか1枚の情報から破断の有無を判断することは難しい。しかし、破断していないときのMAC値の分布が未知であるとしても、図3.3～図3.9を見比べたようにMAC値の分布を比較すれば、右列の5階7通りが特異な振動モードであることは容易に見出すことができる。さらに、そのMAC値の特異性が、構造計画や変形の連続性などから説明できないとすれば、その梁が破断していると推定すればよい。

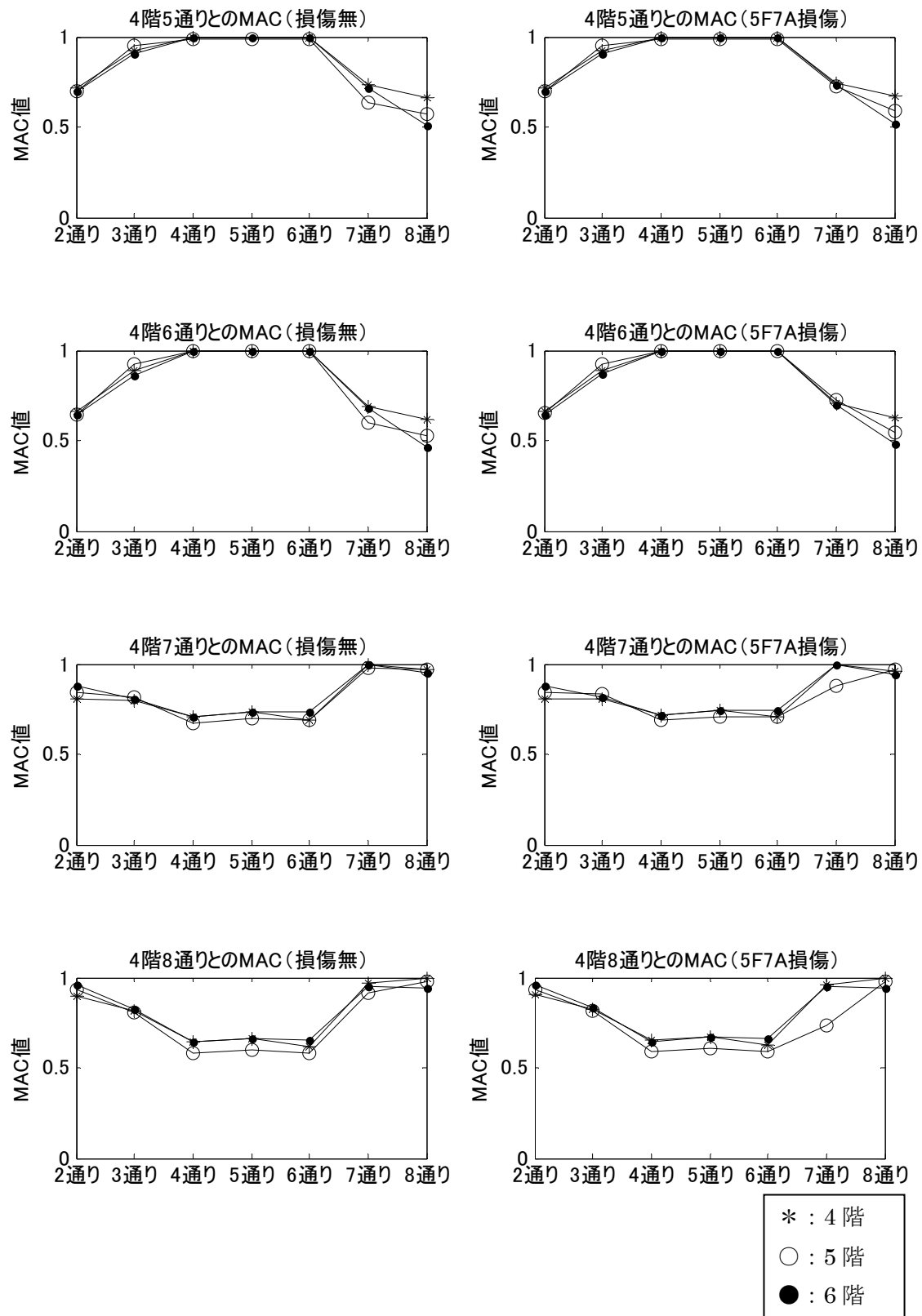


図 3.3 損傷による MAC 値の変化 (4 階 5 通り～8 通りとの MAC 値)

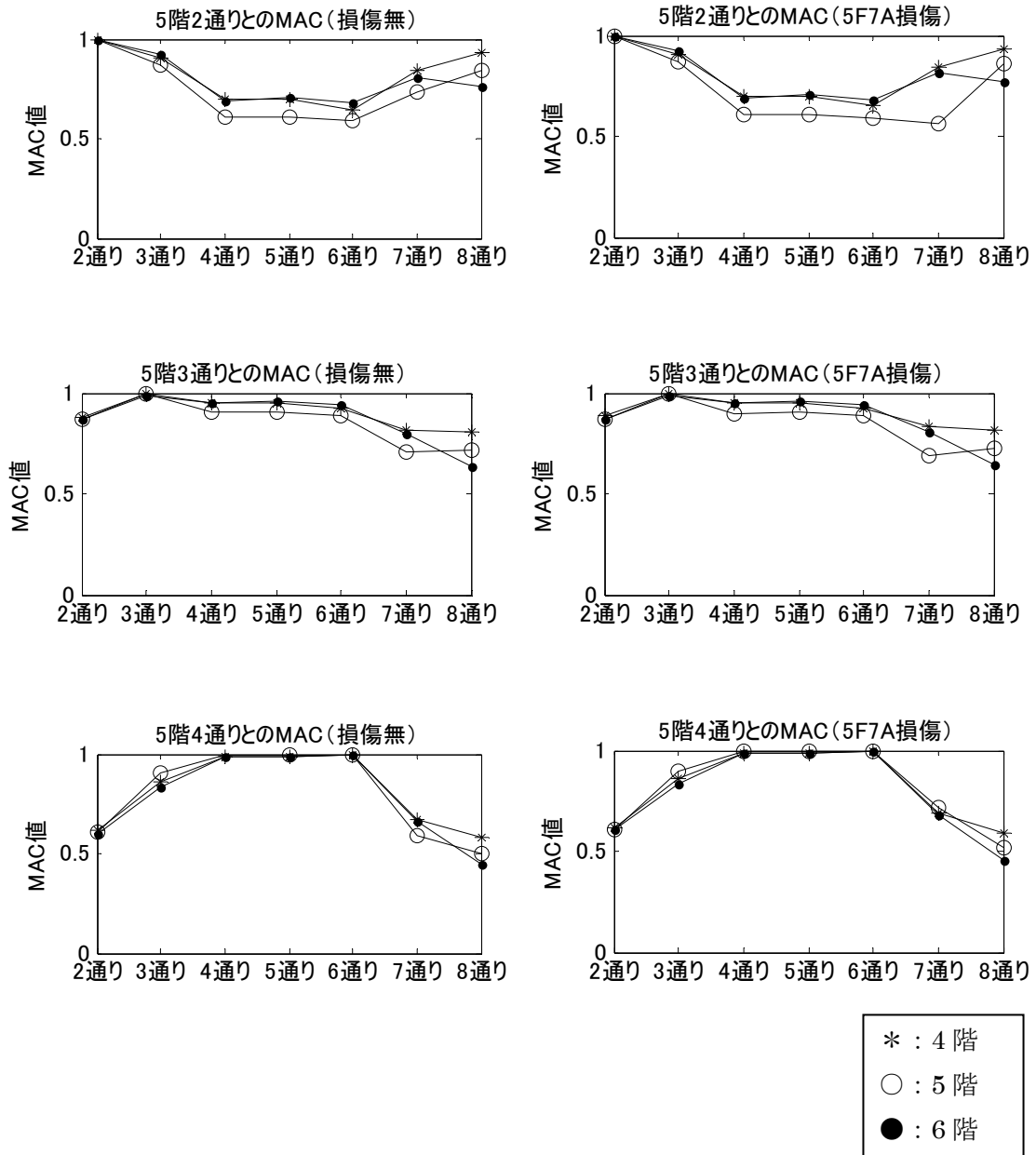


図 3.4 損傷による MAC 値の変化 (5 階 2 通り～4 通りとの MAC 値)

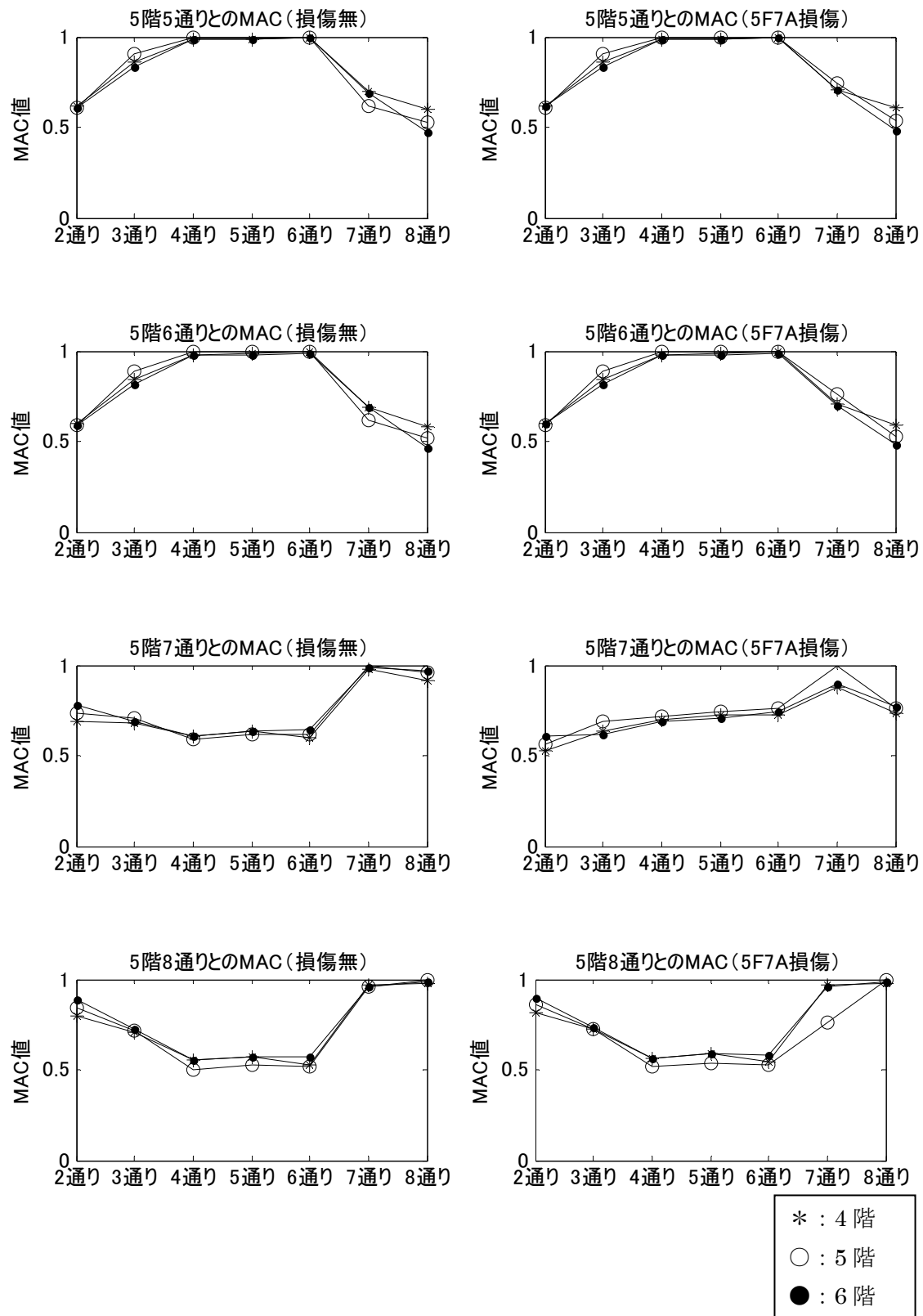


図 3.5 損傷による MAC 値の変化 (5 階 5 通り～8 通りとの MAC 値)

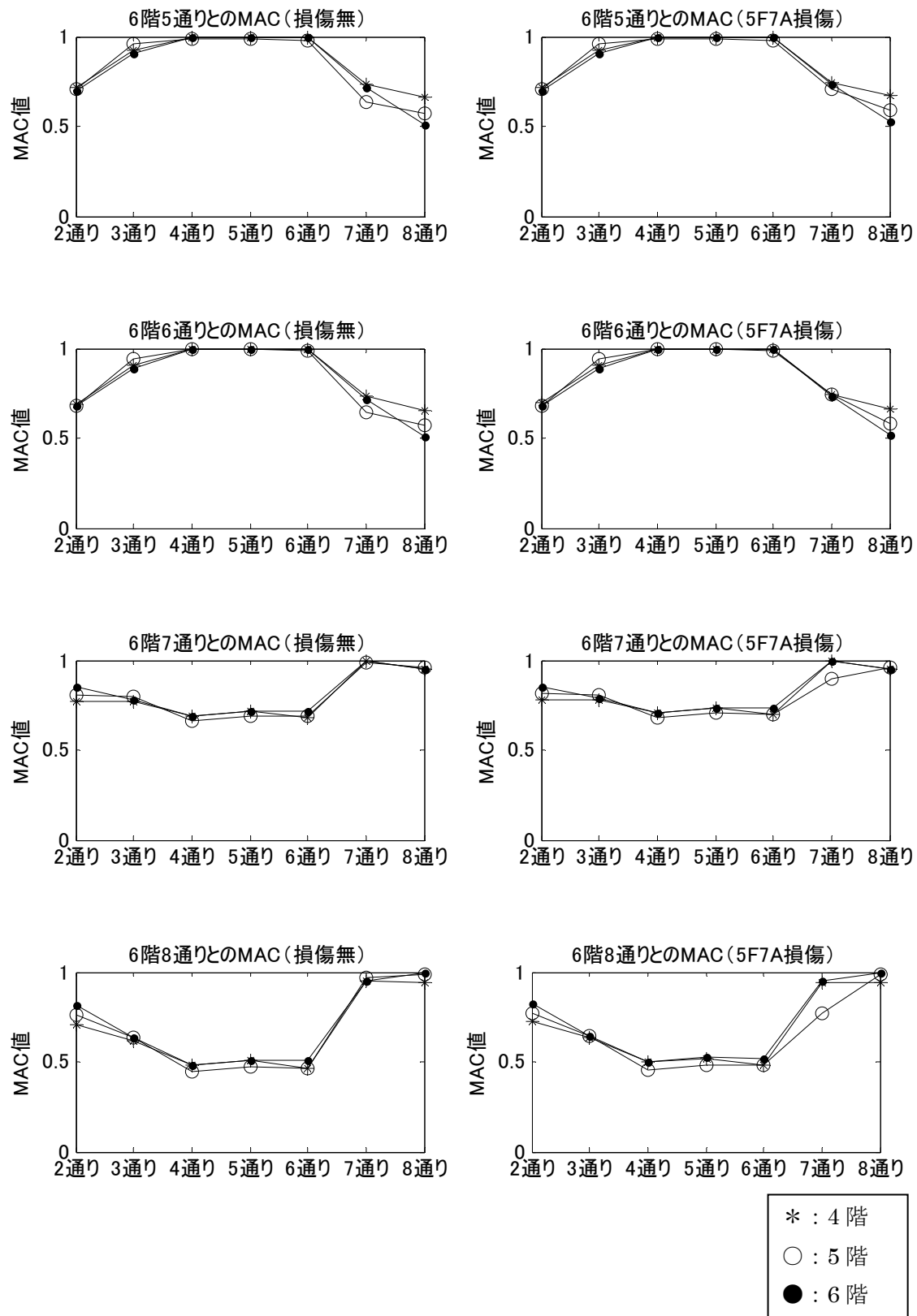


図 3.6 損傷による MAC 値の変化 (6 階 5 通り～8 通りとの MAC 値)

3.4 3階建建物を対象とした振動計測による梁の振動モードのばらつきの評価

3.4.1 計測計画

前節では、破断により梁の振動モードが変化し近隣の梁との相対的な関係がかわる現象が MAC 値分布の特異点として見出せる可能性を数値解析によって示した。

しかしながら、実際の建物の振動モードには、平面計画の不整形性だけでなく、境界条件をはじめとしたさまざまな要件が影響を与えることから、健全な梁同士であっても前章の数値解析結果よりも MAC 値が小さくなると考えられる。さらに、計測にかかる不確定性なども考えると、損傷による MAC 値の変化は、これらのばらつきに埋もれてしまうかもしれない。一方、建物を強制加振したときの梁の振動モードを実測した事例は少なく、ましてやそのばらつきを調査した既往の研究はみあたらない。そこで、ばらつきが提案手法に与える影響を検討するための基礎データとして、一例ではあるが実際の建物の振動計測を行い健全な梁の振動モードのばらつきを調査した。

計測対象は、1989年に竣工した鉄骨造3階建の研究棟で、外観を図3.7に示すように1×3スパンの比較的小規模な建物である。この建物には、梁中央付近とブレースとの接合状態を変えることで建物の剛性を変化させる可変剛性システムが備えられており、その詳細は文献3.2に記載されている。梁とブレースの接続状態を緊結した状態と解放した状態の両方で強制加振試験を行い計測したところ、両方で水平固有振動数には差があるが、一次固有振動数で加振したときの振動モードはほぼ同一であったので、以下の分析には解放状態のときの計測データを利用した。

加振方法は、図3.8に示す加振力0.35kNの小型起振機2台を屋上に設置して、建物短辺方向に正弦波加振した。加振振動数は、0.2～1Hzまで0.2Hz刻み、1～20Hzまでを0.1Hz刻みとした。また、試験中に2.9～3.0Hzに、一次固有振動のピークが確認されたので、その間の振動数である2.95Hzでも加振した。計測は図3.9に示す各計測点に設置した速度計で行った。データの処理方法は、第2章の9階建事務所ビルるときと同様に、起振機の制御信号と速度計の計測信号の相互相関関数を求めて、計測位置の速度振幅と加振振動からの位相遅れを求めるものである。

図3.9には各階の平面図を示す。同図に示す▼は上下方向成分の計測点である。計測点に記された4文字は順に、階（Rは屋上）、梁の番号、梁スパン方向の位置、方向を示す。水平方向成分の計測点は、⊖（X方向）または⊕（Y方向）であり、その内容は3文字を用いて、階、梁スパン方向の位置、方向が示されている。上下方向成分の計測点は梁直上付近とし、できるだけ梁材軸方向に等間隔に設定したが、什器や間仕切り壁のため計測ができないところも多いため、計測位置を記録して梁端からの距離の3次式で補間ができるようにした。屋上2通りの計測点が二重になっているのは、加振力が小さく大きな振幅が得られない可能性もあることから計測精度を知るためにセンサを並べて設置したものである。



図 3.7 梁の振動モードのばらつき計測の対象建物



図 3.8 3階建建物の振動試験に用いた小型起振機

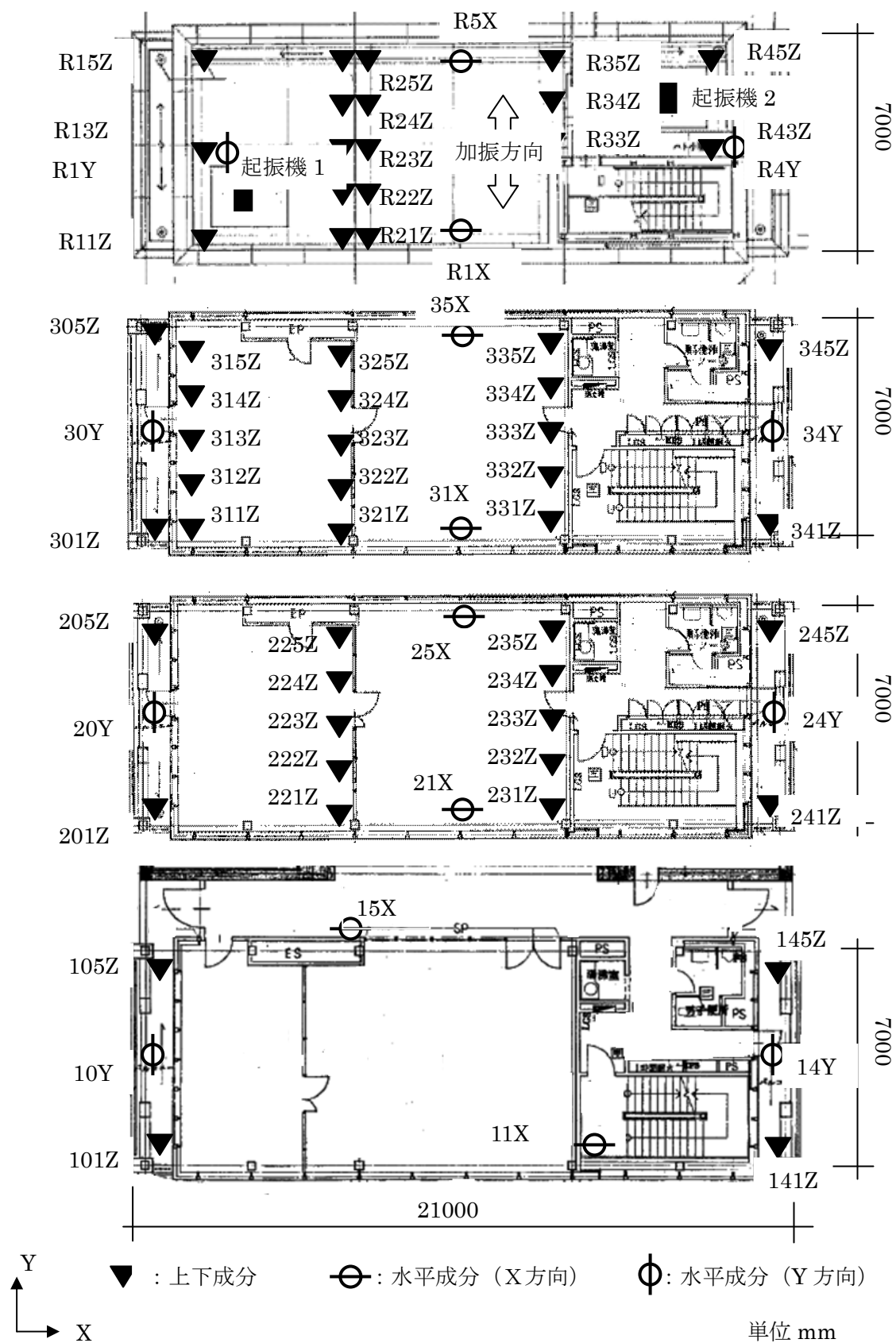


図 3.9 3 階建建物の平面図と計測位置

3.4.2 計測結果

建物の全体挙動を示す代表的な計測結果として、屋上 1 通りで得られた加振方向成分 (R1Y) の共振曲線と位相曲線を図 3.10 に示す。この図に示すように、短辺方向の一次ピークは 2.95Hz であったので、以下の議論は建物短辺方向に 2.95Hz の正弦波で加振したときの振動データを対象とする。

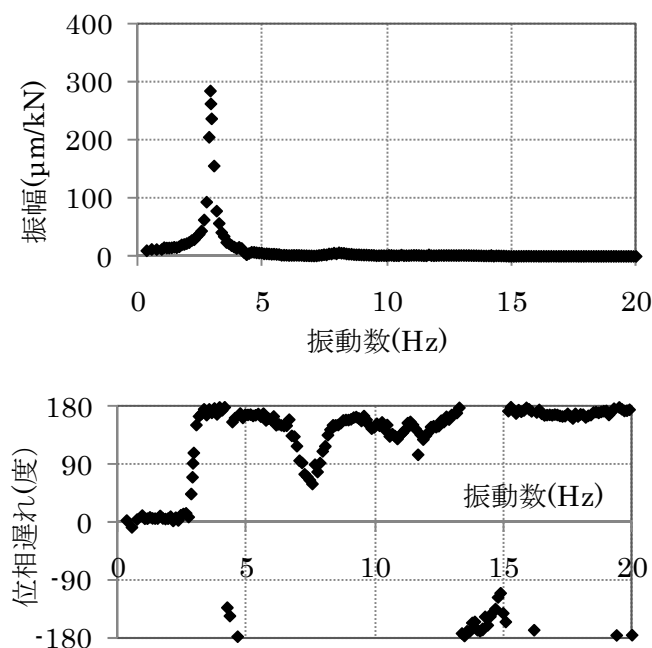


図 3.10 屋上の加振方向成分の共振曲線と位相曲線

図 3.11 に一次固有振動数 (2.95Hz) で加振したときの計測結果のうち上下方向成分を用いて振動モードを図示した。図中の楕円は、その中心が計測点位置であり、半径が各計測点で得られた振幅を表し、また楕円中心から描かれた線分の角度で位相遅れを表す。振幅は屋上の計測点である R11Z で得られた振幅で基準化した。図 3.11 から、梁の平面内の位置によって振動モードが異なっていること、建物隅部では端部の変位が大きく逆に端部以外の梁は端部の変位が小さいこと、逆に階は異なっても平面的に同一位置にある梁の振動モードは比較的似ていることなどが見て取れる。

そこで、同一の平面位置にある梁の振動モードを比較するために、2 階から屋上の各階の 2 通りの梁の振動モードを図 3.12 に示す。また、同一階にある梁の振動モードの比較として、3 階の 1 通りから 3 通りのそれを図 3.13 に示す。これらの図の横軸は各計測点の①端からの距離である。梁上の計測点の振動上下成分の位相は梁端部とほぼ同位相であるか、 180 度ずれた逆位相であることが確認できたので、縦軸はそれぞれの梁の①端を基準とした位相遅れで正負を定めた単位加振力あたりの振幅とした。これらの図には、計測値とこれ

らの計測値から最小二乗法で係数を求めた 3 次式をあわせて図示している。3 次式による補間を行うにあたり、各階の四隅で計測した上下成分を計測位置で線形補間して、梁端部の計測値として追加した。これは、2 階と 3 階の梁では、室内の仕上げや什器等が存在し、幾分スパン中央寄りでしか計測できなかったこと、その一方で、図 3.13 に◆で示す 3 階 1 通りの振動モードにも現れているように、建物端部では壁が剛性を高めることで梁の変形が抑えられるので、梁端部の変位は線形補間で推定する方が梁スパン方向の変位を 3 次式で外挿するよりもよい推定ができると考えたからである。

図 3.12 に◆で示す屋上 2 通りの結果から、2 つ並べた計測点で得られた計測値にいくらか差があるものが見られる。これらのセンサで観測した速度波形を確認すると、加振振動数での振幅が小さく安定したシグナルが得られていなかった。加振力を大きくすればこうした計測誤差は避けられる。振動試験から損傷を検知する場合に最低限必要な加振力を把握することは今後の課題として、以下の検討ではこうした計測誤差も含んだ検討とする。また、図 3.12 に示す各梁の振動モードを比較すると、屋上 2 通りの①端側の変形が小さいが、計測点付近にはコンクリートの基礎が設置されていて、周辺の剛性が高いためと考えられる。図 3.13 では、先にも述べたように建物の端部に配された 3 階 1 通りの変位がほぼ直線となり変形が小さいこと、階段室に隣接する 3 階 3 通りではスパン中央からみた非対称が強いことが見られ、床スラブや壁の存在により、梁の変位に違いが現れることがわかる。

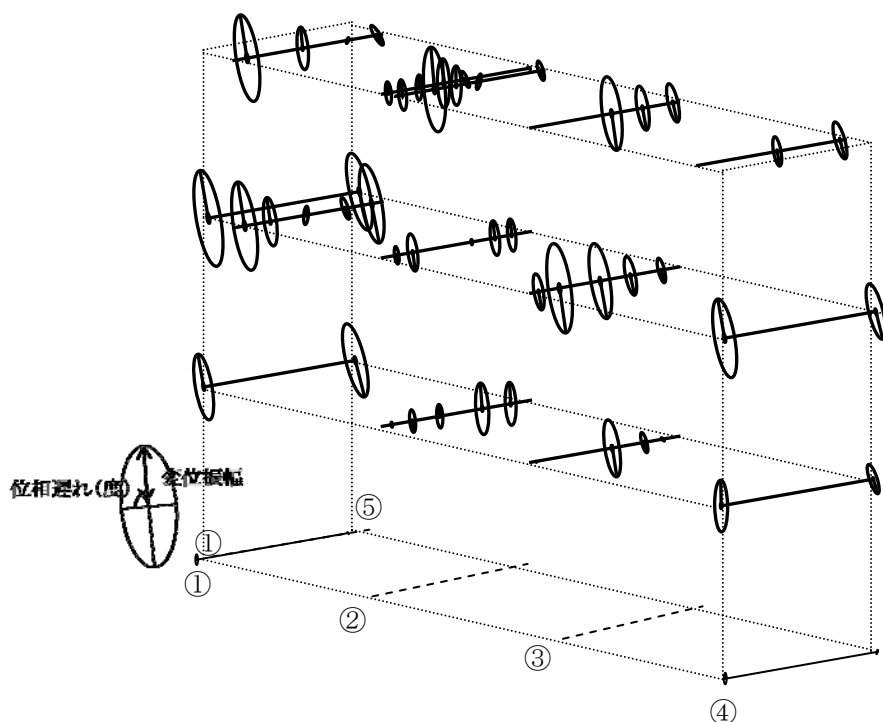


図 3.11 短辺方向に一次固有振動数で加振したときの振動モード（上下方向成分）

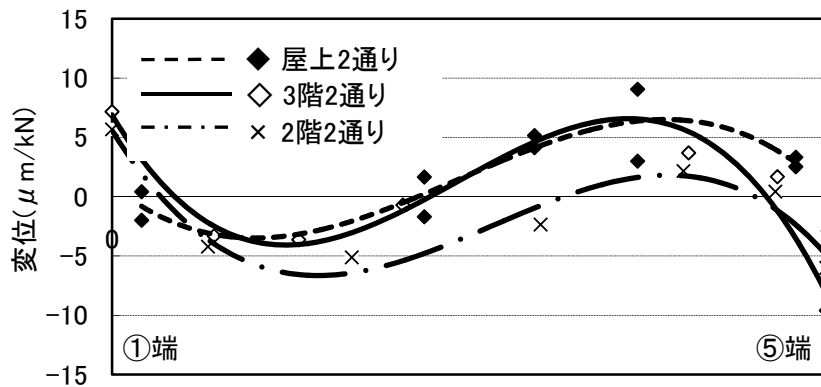


図 3.12 各階 2 通りの振動モード（上下成分）の比較

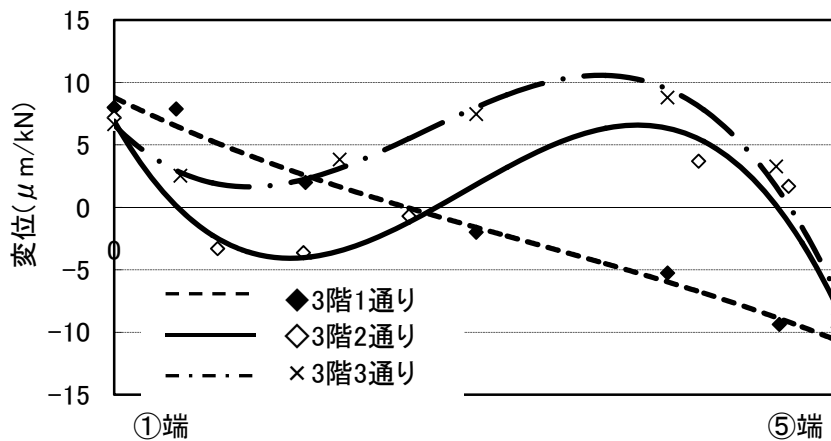


図 3.13 3 階各通りの振動モード（上下成分）の比較

3.4.3 MAC 値の評価

3.4.2 で振動モードを比較した，2 階から屋上までの 2 通りと 3 階の 1 通りと 3 通りの合計 5 本の梁について，各々を組み合わせた 10 通りの MAC 値を計算すると表 3.1 に示す結果が得られた。MAC 値を計算するにあたり必要な各梁の変位は，3.4.2 で求めた 3 次式を使って求めた両端および梁端から 1m 毎の位置における 8 点での変位とした。

表 3.1 をみると，全体的に前節の 9 階建事務所ビルの数値解析で得られたものに比べて MAC 値が小さい。数値解析では，雑壁などの二次部材や床スラブと柱，梁，壁との固定条件などがモデル化に十分反映できていないことから，これらの要因による梁の振動モードの個別性が表れないことに加えて，計測対象とした建物が小規模であるため，各梁の境界

条件の違いが相対的に大きいと考えられる。

それでも中心に位置する 3 階 2 通りとの組合せは相対的に MAC 値が大きく、隣にある 3 階 3 通りとの組合せが 0.59、階下にある 2 階 2 通りとの組合せが 0.51、上階の屋上 2 通りとの組合せが 0.42 であった。このことから、基準階が続く中層以上の事務所ビルであれば、振動モードが近く MAC 値が大きな組合せが得られるものと考えられる。

表 3.1 3 階建建物の梁の振動モードの MAC 値一覧

	屋上 2 通り	3 階 1 通り	3 階 2 通り	3 階 3 通り	2 階 2 通り
屋上 2 通り	1	0.35	0.42	0.36	0.12
3 階 1 通り		1	0.05	0.01	0.07
3 階 2 通り			1	0.59	0.51
3 階 3 通り				1	0.01
2 階 2 通り					1

3.4.4 梁の振動モードのばらつきの評価

3.4.3 で比較的 MAC 値が大きな値が得られる 2 階、3 階、屋上の各階の 2 通りの梁、合計 3 本の振動モードを用いて、以下の手順でばらつきを評価した。

まず、図 3.12、3.13 に示す 3 次式を使って求めた変位を d_{ij} とする。添字 i は、梁（屋上、3 階、2 階の梁をそれぞれ $i = 1, 2, 3$ とする）を表わし、添字 j は、変位を求めた点の①端から順番 ($j = 1, \dots, 8$) を表わす。このとき、点 j における変位 d_{ij} の梁 3 本での平均 \bar{d}_j は (3-3) 式で計算できる。

$$\bar{d}_j = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 d_{ij} \quad (3-3)$$

次に (3-4) 式で表す ε_{ij} で、梁 i の点 j における変位の、梁上の同じ位置にある平均からのずれを考える。

$$\varepsilon_{ij} = d_{ij} - \bar{d}_j \quad (3-4)$$

ε_{ij} の梁 i での平均 μ_i は (3-5) 式で、不偏分散 σ_i^2 は (3-6) 式で計算できる。

$$\mu_i = \frac{1}{8} \sum_{j=1}^8 \varepsilon_{ij} \quad (3-5)$$

$$\sigma_i^2 = \frac{1}{8-1} \sum_{j=1}^8 (\varepsilon_{ij} - \mu_i)^2 \quad (3-6)$$

3本の梁について μ_i 、 σ_i の値を計算して表 3.2 にまとめた。同表には μ_i と σ_i をそれぞれの梁の最大変位で規準化した値も示した。また、表 3.2 の右列はこれらの3本の平均を示す。この計測から得たばらつきは、表 3.2 の右下欄に示されるように、各計測点で計測した変位の標準偏差はその梁の最大変位に対して 29%である。この結果を参考にして、次に提案手法にばらつきが与える影響を検討する

表 3.2 梁の変位の平均からのズレの統計値

	屋上	3 階	2 階	平均
μ_i (μ m/kN)	1.27	0.62	-1.88	0.00
μ_i /最大変位	0.20	0.08	0.28	0.19
σ_i (μ m/kN)	2.36	2.04	1.69	2.00
σ_i /最大変位	0.38	0.25	0.24	0.29

3.5 梁の振動モードの MAC 値に対するばらつきの影響

3.5.1 モンテカルロシミュレーションによる評価方法

提案手法に梁の振動モードのばらつきが与える影響を検討するために、3.3 節で述べた破断検知シミュレーションで「計測値」とした値に、振動モードのばらつきとして乱数を加えたサンプルを生成して MAC 値を評価するモンテカルロシミュレーションを実施する。

3.3 節では、具体的な MAC 値の分布を図示して比較することで、ほかの MAC 値から著しく乖離した値をもつ梁の組合せを定性的に判断した。しかし、モンテカルロシミュレーションでは生成した多数のサンプルそれぞれについて、破断した梁との MAC 値がほかの組合せと比べて異なるか否かを判断しなければならない。破断判定法を実用化するにあたっては、この判断基準を精査し数値や誤差を整理する必要があるが、現段階は開発の端緒であり可能性を検討する段階であることから最初の試みとして以下の方法を採用した。

MAC 値から破断していることを判断するための目印はさまざま考えられるが、ここでは試みとして、図 3.3～3.6 の右下の 2 枚、つまり各階 7 通りと 8 通りの図で見られるように、

破断した梁では、5階8通りとのMAC値がその上下階と異なる値になることを利用する。

まずは4階～6階の各梁について、5階8通りとのMAC値である mac_{ij} を求める。ここで、 i は階数($i=4,5,6$)を表し、 j は梁の通り番号($j=2,...,8$)を表わすものとする。また、5階と6階の各梁については、(3-7)式で計算される4階にある同じ通り梁とのMAC値との差 δ_{kj} を考える。

$$\delta_{kj} = |mac_{kj} - mac_{4j}| \quad k = 5,6 \quad (3-7)$$

また、 δ_{kj} の大小を判断する基準として(3-8)式で表される δ_{kj} の標準偏差 σ_δ の不偏推定量を用いることにする。

$$\sigma_\delta = \sqrt{\frac{1}{2 \cdot 7 - 1} \sum_{k=5}^6 \sum_{j=2}^8 (\delta_{kj} - \mu_\delta)^2} \quad (3-8)$$

ここで、 μ_δ は δ_{kj} の平均であり、(3-9)式で求められる。

$$\mu_\delta = \frac{1}{2 \cdot 7} \sum_{k=5}^6 \sum_{j=2}^8 \delta_{kj} \quad (3-9)$$

さらに、4階を基準とした5階、6階の梁のMAC値の相対的なズレの大きさを σ_δ に対する δ_{kj} の倍率 α_{kj} で表現する。

$$\alpha_{kj} = \frac{\delta_{kj}}{\sigma_\delta} \quad (3-10)$$

例えば、図3.5の右下図で示した5階8通りとのMAC値を対象に計算すると、 $\sigma_\delta = 0.054$ である。さらに、5階7通りについて(3-10)式を計算すると $\alpha_{57} = 3.80$ となり、4階の同一位置にある梁の振動モードの違いが、ほかのものと比べて際立って大きいことが表現できている。

なお、この考え方を基準とした4階の梁の破断の検知に採用する場合には、5階、6階の同じ位置にある梁のMAC値との差がともに大きいときに基準とした4階の梁の梁端が破断していると推定すればよい。

3.5.2 シミュレーション結果

3.3 節に示した有限要素解析の結果に、統計的に独立な平均 0 の正規分布に従う擬似乱数を加えて「計測値」のサンプルを生成した。擬似乱数の標準偏差 σ は各梁の有限要素解析における変位振幅の最大値に対応して一定の比率となるように梁ごとに異なる値を設定した。

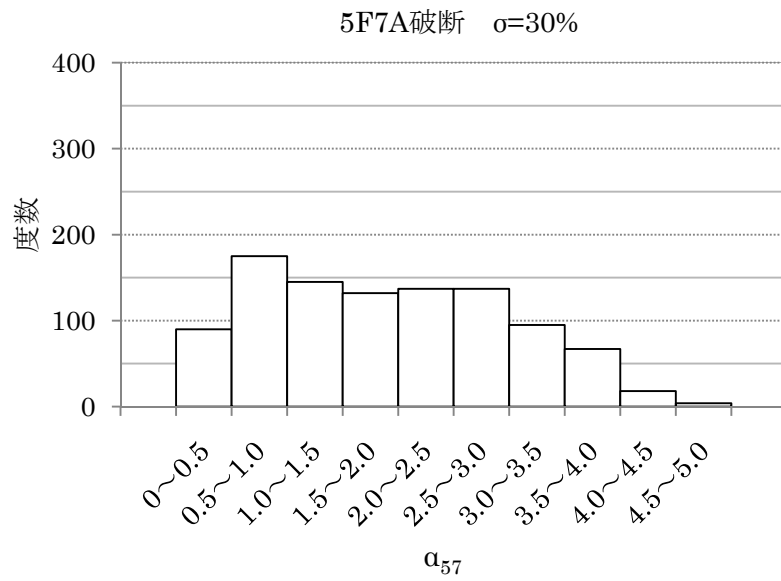
設定した比率は、3.4 節の計測結果を参考にして標準偏差 σ を最大変位の 30%としたケースのほか、3.4 節に述べたように 30%はばらつきを大きめに見積もっていると考えられることから、20%、15%、10%とした合計 4 ケースを実施した。本節で示すモンテカルロシミュレーションの試行回数はすべて 1000 回である。

シミュレーション結果の一例として、図 3.14 に破断を設定した 5 階 7 通りの振動モードとの MAC 値のうち、3.3 節の検討で最も破断の影響がわかりやすく表れた 5 階 8 通りの振動モードとの MAC 値を用いて、(3-10) 式で表される相対的なズレである α_{57} の度数分布を示す。比較対象として、図 3.15 には破断を設定しないときの有限要素解析結果をもとに同じばらつきのサンプルを用いて計算した同様の結果を示す。

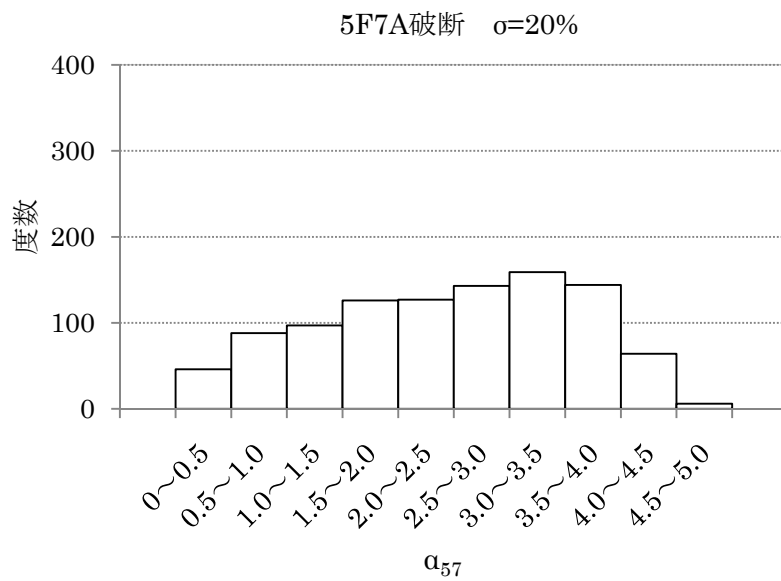
図 3.14 からと図 3.15 を見比べると、破断がある場合には、加えたばらつきの大きさによって α_{57} の分布が大きく変化することがわかる。

例えば、図 3.14 の 1 枚目の図である $\sigma=30\%$ の場合、 α_{57} の最頻域は 0.5~1.0 であり、分布の明確なピークがない。図 3.15 1) と比較して考えれば α_{57} が大きいサンプルでは破断があったことを伺い知ることができるものの、 α_{57} が小さいからといって破断があるともないともいえず、振動モードにこれほどのばらつきがある場合には、本手法による破断検知は困難であるといわざるを得ない。

図 3.14 の 2 枚目に示す $\sigma=20\%$ のケースでは、 α_{57} の最頻域が 3.0~3.5 となるが、やはり分布は広い範囲に広がっており、破断があっても α_{57} が大きくないサンプルも少なくない。これらに対して、3.4 節の計測で得られたばらつきの半分となる 15% のケース (3 枚目) またそれよりも小さな 10% のケース (4 枚目) では、破断がある場合、 α_{57} の分布が明確に大きな範囲に偏っており、MAC の差から破断を検知するための情報が得られると考えられる。

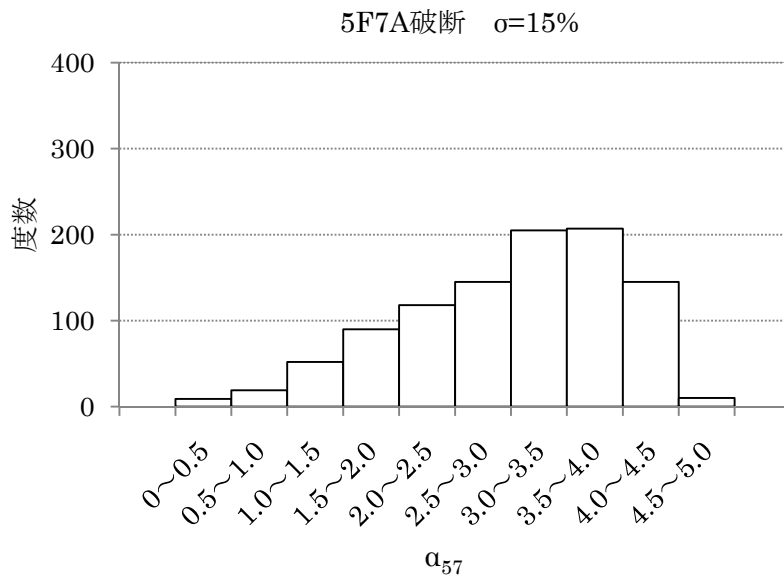


1) 梁の最大変位の 30%を標準偏差としたばらつきを与えたとき

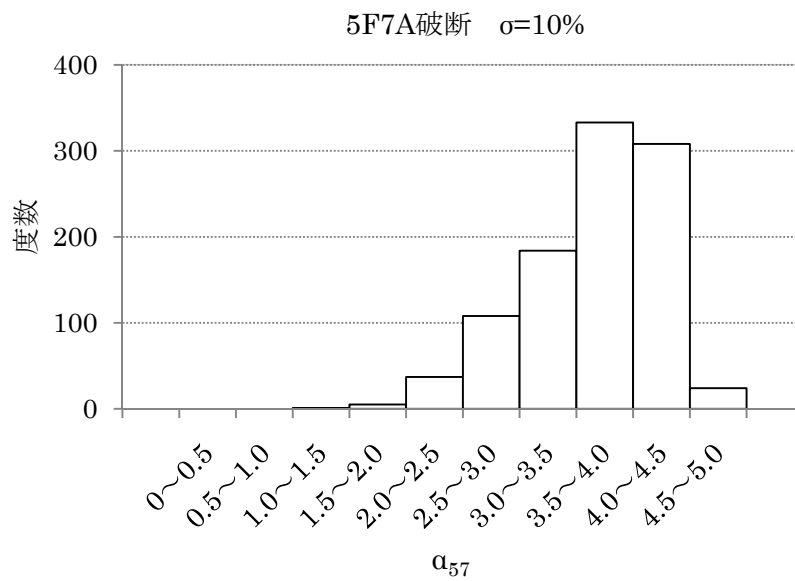


2) 梁の最大変位の 20%を標準偏差としたばらつきを与えたとき

図 3.14 モンテカルロシミュレーションによる 4 階を基準とした破断した梁の MAC 値のズレの相対的な大きさのヒストグラム

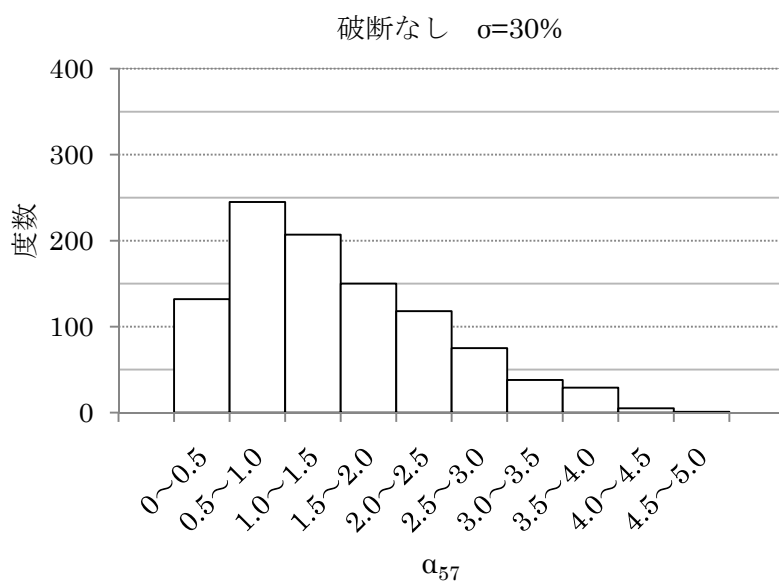


3) 梁の最大変位の 15%を標準偏差としたばらつきを与えたとき

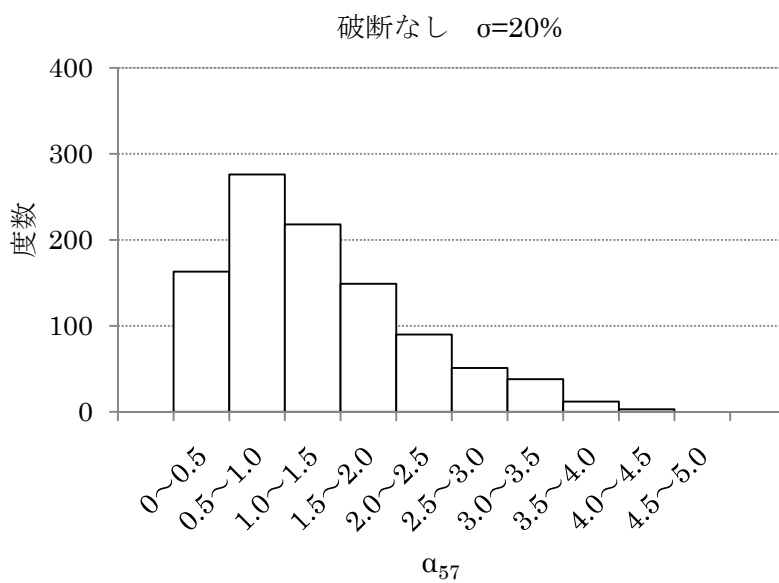


4) 梁の最大変位の 10%を標準偏差としたばらつきを与えたとき

図 3.14 モンテカルロシミュレーションによる 4 階を基準とした破断した梁の MAC 値のズレの相対的な大きさのヒストグラム (続き)

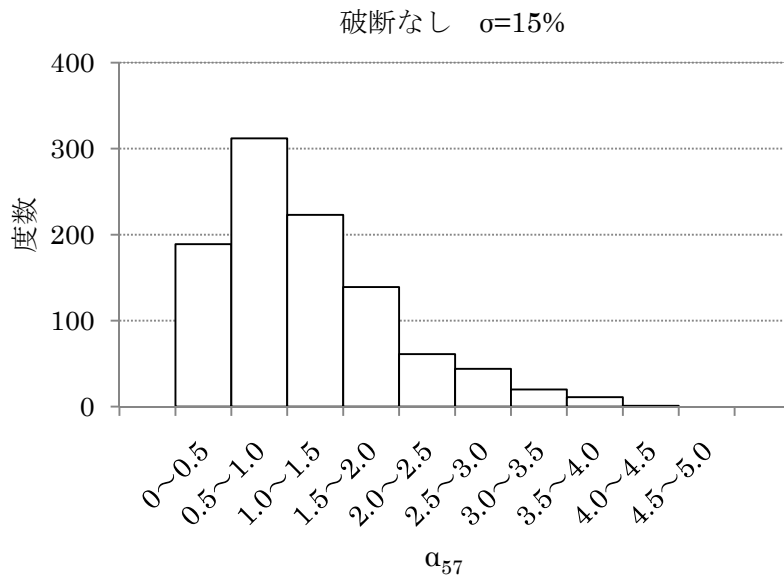


1) 梁の最大変位の 30%を標準偏差としたばらつきを与えたとき

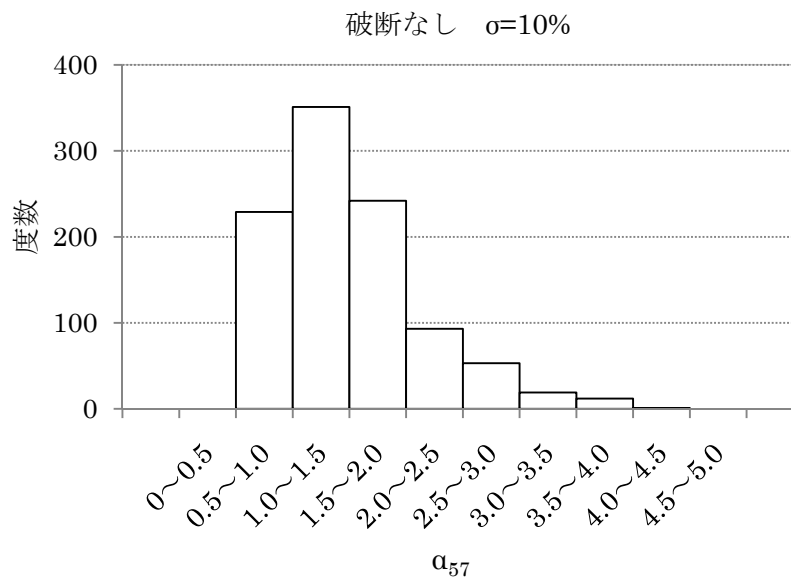


2) 梁の最大変位の 20%を標準偏差としたばらつきを与えたとき

図 3.15 モンテカルロシミュレーションによる 4 階を基準とした 5 階 7 通りの MAC 値のズレの相対的な大きさのヒストグラム（破断がないとき）



3) 梁の最大変位の 15%を標準偏差としたばらつきを与えたとき



4) 梁の最大変位の 10%を標準偏差としたばらつきを与えたとき

図 3.15 モンテカルロシミュレーションによる 4 階を基準とした 5 階 7 通りの MAC 値のズレの相対的な大きさのヒストグラム（破断がないとき）（続き）

3.5.3 破断検知精度の定量的検討

3.5.2 に述べたシミュレーション結果を用いて、 $\sigma=30\%$ のケースと $\sigma=15\%$ のケースについて、破断の検知精度を定量的に検討する。

破断の推定精度を検討するために、 $\alpha_{kj} \geq \alpha_c$ となったときに破断していると判断することによると、推定精度は $\alpha_{kj} \geq \alpha_c$ であるときに実際に破断している確率 $P(F|G)$ と $\alpha_{kj} < \alpha_c$ であるときに破断していない確率 $P(S|L)$ により表現できる。ここで、Fは破断しているという事象、Sは破断していないという事象、Gは $\alpha_{kj} \geq \alpha_c$ となる事象、Lは $\alpha_{kj} < \alpha_c$ となる事象を表すものとする。

$P(F|G)$ と $P(S|L)$ は、検査前に破断している、あるいは破断していないと信ずる度合いである事前確率 $P(F)$ あるいは $P(S)$ を受け入れれば、ベイズ推定による事後確率^{3.1)}として、(3-11)式と(3-12)式を用いて条件と結果を入れ替えることができる。

$$P(F|G) = \frac{P(G|F)}{P(G)} P(F) \quad (3-11)$$

$$P(S|L) = \frac{P(L|S)}{P(L)} P(S) \quad (3-12)$$

ここで、(3-11)式、(3-12)式の右辺の各項をモンテカルロシミュレーション結果から計算する。この事例で破断を判断する α_c を設定するために、図 3.14 と図 3.15 の頻度分布から累積分布を求めて破断がある場合とない場合を比較すると、 $\sigma=30\%$ の場合は図 3.16、 $\sigma=15\%$ の場合は図 3.17 のようになった。

例えば、 $\alpha_c = 2$ とすると $\sigma=30\%$ の場合、図 3.16 から $P(G|F) = 0.39$ 、 $P(L|S) = 0.80$ である。破断の事前確率は、建物の最大層間変形角などから別途推定するもので重要な課題であるが、ここでは試みに $P(F) = 0.1$ が与えられたとして試算すると、全確率の定理より $P(S) = 1 - P(F) = 0.9$ である。また、 $P(G)$ 、 $P(L)$ はそれぞれ以下のように計算できる。

$$P(G) = P(G|F)P(F) + P(G|S)P(S) \quad (3-13)$$

$$P(L) = 1 - P(G) \quad (3-14)$$

また、(3-13)式に $P(G|S) = 1 - P(L|S) = 0.20$ などを代入すると、 $P(G) = 0.22$ となる。以上の数値を用いて、(3-11)式、(3-12)式を計算すると $P(F|G) = 0.18$ 、 $P(S|L) = 0.92$ となる。いずれも事前確率からの変化は少なく、精度の観点からもあまり情報を付け加えられない。

$\sigma=15\%$ の場合も、同様の条件で計算すると、図 3.17 から $P(G|F) = 0.77$ 、 $P(L|S) = 0.91$ であり、 $P(F|G) = 0.45$ 、 $P(S|L) = 0.98$ となる。こちらのケースは、事後確率と事前確率から変化しており、検査により破断に関する知見が増えたことが確認できた。

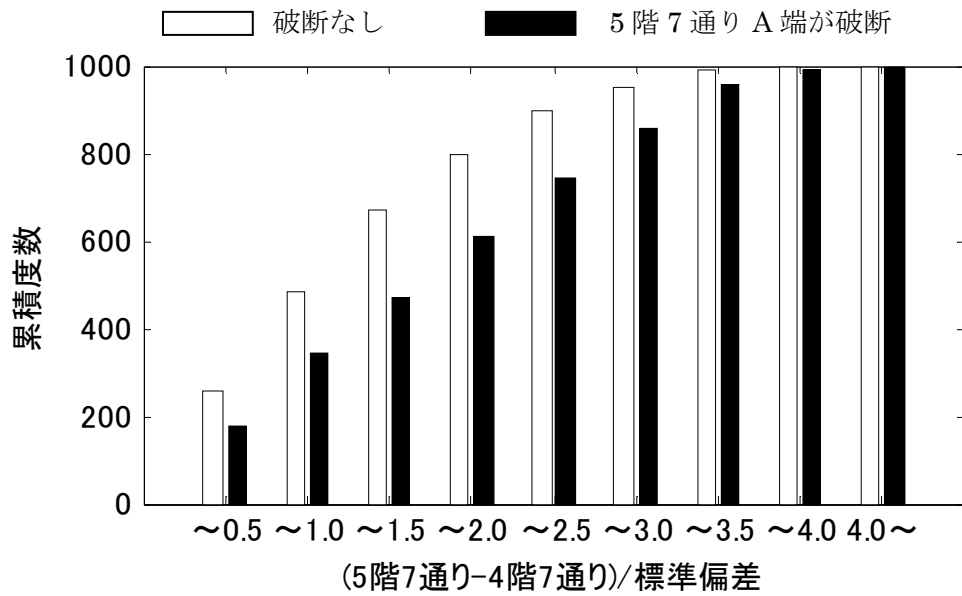


図 3.16 5階8通りとの MAC 値の差の累積度数の破断の有無による比較（各梁の変位に梁の最大変位の 30%のばらつきを与えたとき）

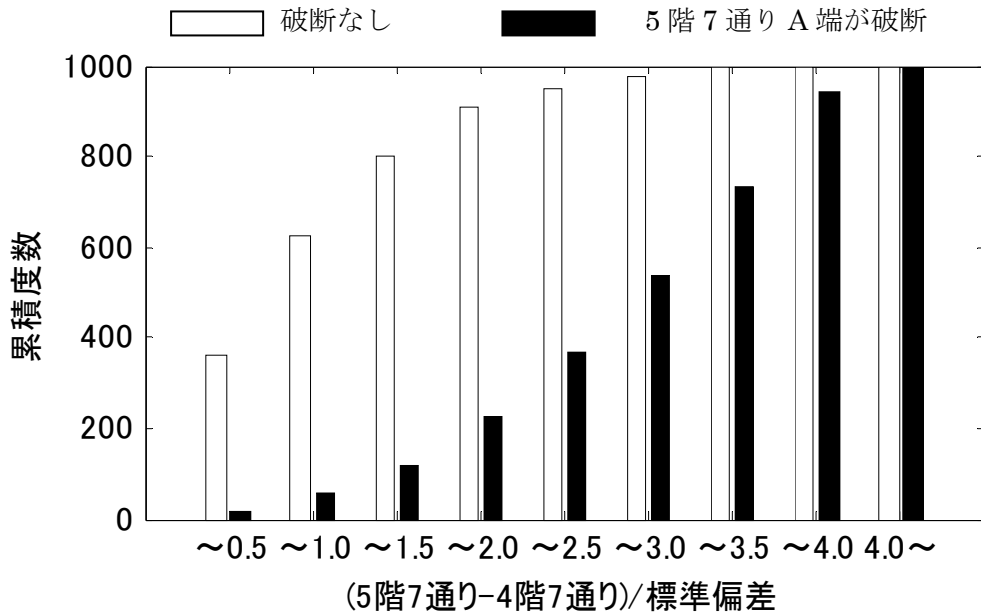


図 3.17 5階8通りとの MAC 値の差の累積度数の破断の有無による比較（各梁の変位に梁の最大変位の 15%のばらつきを与えたとき）

3.6 実用化に向けた課題

本節では、これまでの検討結果について、提案手法の活用の観点から若干の所見を付け加え、将来の課題を整理する。

建物が次に大きな揺れを受けたときに、1 箇所の梁端部の破断が周辺の梁端部のさらなる破断につながる可能性があること^{3.4)}を考えると、1 箇所であっても建物の安全性に与える影響は小さいとはいえない。そこで、前節の試算のように破断している確率が 50%近いことがわかった場合には、安全側の判断として、最も可能性の高い箇所の目視確認を行い、その結果によりほかの箇所についても目視確認を検討することが妥当に思われる。

逆に、破断している確率が 2%残る場合の判断は容易ではない。閾値を 2 よりも小さくすれば、より安全な判断ができるが、破断していると判断する場合としていないと判断する場合で閾値を変えると、その間にどちらでもないケースがでてきてしまう。こうした場合、例えば、5 階 8 通り以外の梁との MAC 値についても同様の評価を行い、複合して判断する方法などが考えられるが、意思決定について詳しい検討は今後の課題としたい。

閾値の設定のほかにも、梁 1 本あたりに必要十分な計測点の数、計測対象とする梁の範囲、事前確率の設定方法、複数の梁で破断している場合の扱いなど、実用にあたり判断しなければならないことについて、その精度と労力の観点から検証し、意思決定解析^{3.5)}を用いて定量的に検討することが将来の研究課題として残されている。また、破断による梁の振動モードの変化の程度についても、本研究で採用した値はひとつの実験結果を利用したものに留まっている。実建物を破断させた計測の機会は多くないが、この量は破断していない梁の振動モードのばらつきの大きさとともに、本提案手法による検知精度を決定する鍵であることから、今後、実測データが蓄積されることが望まれる。

3.7 まとめ

鉄骨梁端の破断が、建物を水平固有一次振動数で加振したときの梁中央における振動の上下方向成分の変化として現れる現象を利用して、外観の目視だけでは分からない梁端の破断を検知する方法について検討した。得られた主な知見と今後の課題を以下にまとめる。

- (1) 梁中央の振動における上下方向成分が変化するメカニズムは、梁の変形モードが変化することによるものであるとしたモデル化に基づき、その振動モードについて、周辺の梁との相対的な関係が特異な梁を探すことで、破断を検知する方法を提案した。2 本の梁の振動モードの類似性を MAC 値で表現し、実験対象とした 9 階建事務所ビルの数値モデルで提案手法を検討したところ、梁端が破断した梁が関係する組合せでは、破断のない梁の組合せと比べて、MAC 値が特異に小さくなるものがあつた。
- (2) 3 階建ての小規模な建物について、水平固有一次振動数で振動させた振動データを取得し、健全な梁の振動モードでみられるばらつきを評価した。この建物の場合、変位振幅の標準偏差はその梁で得られる変位振幅の最大値の約 30%となった。また、梁の

振動モードは、壁や床スラブによる境界条件の影響を大きく受けることが確認できた。

- (3) 提案手法による破断検知にばらつきが与える影響をモンテカルロシミュレーションにより検討し、その推定精度をベイズ推定による事後確率として示した。梁の変位に上記の 30%のばらつきがあると、提案手法による破断検知は困難となるが、そのばらつきが半分程度であれば、破断を推定する情報となり得ることが、限られた範囲の検討ではあるが確認できた。
- (4) 今後、実用化に向けて、推定結果に基づく意思決定問題に係る検討が残されている。また、梁端が破断している梁はもとより、破断していない梁についても計測事例を重ねて、振動モードとそのばらつきのデータを蓄積し、あわせて感度解析を実施する必要がある。

参考文献

- 3-1) Allemang, R.J.: The Modal Assurance Criterion (MAC): Twenty Years of Use and Abuse, Proceedings, International Modal Analysis Conference, pp.397-405, 2002. Sound and Vibration Magazine, Vol. 37, No. 8, pp. 14-23, 2003.8.
- 3-2) 那須正, 小堀鐸二, 石井孝二, 高橋元一, 松永義憲, 丹羽直幹, 小笠原桂: 可変剛性(AVS) 制震システムの実用化研究 (その 1) 適用建物と AVS システム概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B1, pp.1065-1066, 1991.9.
- 3-3) 梶原男: ベイズ統計入門, 東京大学出版会, 1985.
- 3-4) 日下彰宏, 中島正愛, 野中泰二郎: 梁部材破断を考慮した鉄骨平面骨組みの挙動と信頼性評価, 日本建築学会構造系論文集, No.493, pp.99-106, 1997.3.
- 3-5) Kneale T. Marshall and Robert M. Oliver: Decision Making and Forecasting, McGraw-Hill Inc., 1995.

第4章 震災後の安全確認における鉄骨造梁端部の破断確率のベイズ更新

4.1 はじめに

第3章では、振動モードの変化を利用した破断の検知法として、強制加振実験のデータを用いる手法を提案した。この方法は、試験にかかる直接的な費用と時間だけでなく、起振機の設置、計測センサの設置や配線といった準備、振動試験、機器類の撤去まで間の建物の使用が制限されるなどさまざまなコストがかかるため、少しでも試験対象とする範囲を絞りこむ必要がある。

本章では、具体的な破断検知手法からは離れ、検査すべき対象を効率的に把握するための方法として破断の可能性が高い範囲を絞り込む手法を検討することにした。検討が抽象的になりすぎないためにも、ここでは鉄骨造梁端の破断を想定して議論をすすめるが、基本的な考え方はどのような構造や破壊形式の検査戦略にも応用できるものである。

さて、建物の全箇所を検査しない場合、厳密な意味で破断の有無が確定的に知ることはできず、未検査の梁端の状態には不確定性が伴う。また、抜き取り検査とする場合には、その対象をどのようにするのか、例えば破断の可能性が高い部位にするのか、検査が容易な部位とするのか、どの範囲までを対象にすべきか、といったさまざまな判断が必要となる。

ここでは、建物の安全について責任を負う立場である建物の所有者や管理者、またその助言者となる技術者が「建物に梁端破断が潜在する可能性を5%以下とする」などの安全水準を設定できることを前提にして、未検査の梁端について破断が潜在する可能性を確率によって定量的に提供する方法を提案する。この情報とは、例えば「未検査の梁端40箇所のうち2か所以上が破断している確率は10%」などといったものである。

一方、具体的に建物が特定されたとき、その建物における破断の有無、また破断が生じていた場合にはその位置について、全くなにもわからないという状況はほとんどない。例えば、設計時の構造計算書があれば、設計外力に対応する応力状態から破断が生じやすい部位が推定できるし、建物在中者からの聞き取り、周りの被災状況や敷地周辺の震度情報、また近年では、K-NETや気象庁による観測点における強震記録を参考にすれば、精度の精粗はあっても建物に生じたおおよその変形を見積もることもできる。さらには、第1章で述べたような地震モニタリング情報を利用すれば、破断位置を断定するに至らないまでも、ある程度は推定できる場合もある。ここでは、こうした事前情報を活用して検査前に各梁端の破断確率を見積もり、さらには限られた検査箇所数の情報を合理的に意思決定につなげることができるように、各梁端の検査結果が判明する度に、逐次、ベイズ更新の考え方を適用して未検査の梁端の破断確率を更新する手法を提案する。

その際、検査結果に応じたその後のシナリオを予め設定しやすいように、既往研究^{4.1)}のように予測モデルそのものを更新して構造解析をやり直すことはせずに、予測値と真値の比をモデル化した確率変数の母数をベイズ更新する手法を検討する。

提案手法の特徴の第一は、先に述べたとおり、検査実施前を含めた各検査段階で残りの梁端に破断が生じている可能性を定量的に知ることができることである。さらに、ベイズ更新を応用して情報を逐次更新するため、とくに建物に破断がない場合には、事前情報だけで決めた検査箇所すべてを検査しなくても同じ判断に至るので、建物の早期再利用に資する手法でもある。

本章では、上記の手法を定式化し理論展開を行うほか、実装に必要な統計量のひとつとして平面骨組の地震応答解析と鉄骨造の柱梁仕口部の変形能力について統計的性質を整理する。また、最後にはケーススタディを行い提案手法の効果を示す。

4.2 問題の定式化

4.2.1 想定する検査手順

ここでは、鉄骨造建物が地震による強い揺れを受けたあと、外観から明らかな躯体の損傷はみられないが、破断が潜在していることが疑われるので安全を期するために、相当の費用や時間がかかる検査を実施する状況を想定する。例えば、揺れている最中に大きな音が生じた、敷地周辺にある類似の建物で潜在していた損傷が見つかった、当該建物の地震モニタリングを基に損傷が疑われるレベルの応答が生じたと推定された、などの場合が相当する。この状況で検査方針を定めるには大小いくつかの課題があるが、問題を定式化するにあたり、議論を核となる部分に集中するため以下の前提条件を設定する。

まず、検査を行えば結果は 100%判明することとする。例えば、第 3 章に提案した方法では検査結果は破断確率で提供され確実にはわからない。検査結果の不確実性を考慮することは難しくないが議論を複雑にするので、ここでは仕上げ等を除去して破断の有無を確認する目視確認を想定し、検査結果に不確実性はないものとする。

前節に述べたように、破壊が潜在している可能性を見積もるための情報は状況によりさまざまである。実際には十分な情報がないことも多いが、ここでは立地付近で観測した地震動記録を入力として地震応答解析を行い部材応答が推定できること、あわせて部材の変形能力を推定して各梁端の破断確率を計算できるとする。この前提条件がかわる場合については 4.3 節で検討する。

最後に、例えば「少なくとも 1 つ以上の破断が生じている確率が 10%以下」といった破断確率に基づく安全水準に則って検査の実施判断ができるものとする。こうした安全水準は、建物崩壊などの深刻な事態を招く可能性が高い位置の破断を重視するなど単純な数だけで決まるものではない。さらには、構造工学上の観点だけでなく、検査の費用や容易さはもとより、建物の利用状況や所有者の価値観などを反映する必要もある。安全水準の設定は、確率情報を用いる上での大きな課題のひとつであるが、本論では議論を別に譲り安全水準は所与とした。

以上の前提のもとで、次に示す検査手順を考える

1. 求める安全水準として「建物に 1 つ以上の梁端が潜在する確率がある一定値以下」であることを設定する。
2. 立地付近で観測した地震動記録を入力として地震応答解析を行い、この結果と部材の変形能力から各梁端の破断確率を計算する。この破断確率が、手順 1. で定めた安全水準に達しない建物を以下の目視確認の対象とする。
3. 図 4.1 に平面骨組を対象に模式的に例示したように、各梁端について破断確率が大きい順に優先順位を付ける。
4. 優先順位が 1 位の梁端を検査する。
5. それまでの検査結果をデータとし、以下で述べる方法を用いて未検査梁端の破断確率を更新する。
6. 更新後の梁端の破断確率が安全水準を下回れば検査を終了する。そうでなければ、更新後の破断確率が一番大きい梁端を検査して、手順 5. に戻る。



図 4.1 検査順序の模式的イメージ

4.2.2 破壊確率のベイズ更新による定式化

ここでは、4.2.1 の検査手順の手順 5. に述べた検査結果を反映して破断確率を更新する方法を記述する。

記述にあたり問題を次のように抽象化する。すなわち、建物が大きな揺れを受けたあとに、破断の可能性を考慮すべき梁端が n 箇所あるとする。梁端 i ($i = 1, \dots, n$) の応答（例えば、梁端の最大変形角） $\theta_{S,i}$ と破断を支配する物理量の閾値（例えば、破断に至るときの最大変形角） $\theta_{R,i}$ に対して、それぞれの推定値 $\hat{\theta}_{S,i}$ と $\hat{\theta}_{R,i}$ がわかっているものとする。なお、以下では、とくに断りがない場合、大文字で示す量は確率量であり、小文字で示す量は確定量である。また、添え字に S が添えられている量は応答に関係し、同様に R は閾値に関する量

であることを示す。

さて、各梁端を個別に目視確認すれば破壊の有無は判明するので、対象となる梁端の破壊確率がある一定値以下になるようにするには、例えば手順 2. で破壊確率が安全水準を超えた梁端すべて目視確認してもよいが、効率化のために既検査部位の結果を使って未検査部位の破壊確率をベイズ更新することにする。

ここで、以下の仮定をおく。

仮定 1

$\theta_{S,i}$ と $\hat{\theta}_{S,i}$ には以下の関係がある。

$$\ln \left(\frac{\theta_{S,i}}{\hat{\theta}_{S,i}} \right) = \varepsilon_i \quad (4-1)$$

ここで、 ε_i は正規分布 $N(M_S, \sigma_S^2)$ に従う。また、 $i \neq j$ ($i, j = 1, \dots, n$) のとき、 ε_i と ε_j は統計的に独立である。

仮定 2

ε_i の分散 σ_S^2 は既知であるが、平均 M_S には不確定性があり、目視確認前に M_S は正規分布 $N(\mu_{M_S}, \sigma_{M_S}^2)$ に従う。

上記の仮定は閾値についても同様に考え、例えば(4-1)式の $\theta_{S,i}$ を $\theta_{R,i}$ とするように、添字 S を R と置き換えて記述する。

この 2 つの仮定は、応答や閾値について、真値と推定値の比が対数正規分布に従うこと、また、これらの各部位での比の分散が、対象建物の各部位が平均的にもつ値 M_S (または M_R 、以下同様) の分散 $\sigma_{M_S}^2$ と建物内において梁端間で生ずる分散 σ_S^2 に分離できると仮定するものである。

さて、一般には平均値よりも分散のほうが同じ精度を得るために必要なデータ数は多くなる。にもかかわらず、平均を確率量とし分散を確定量と仮定した理由は、本手法が応答や閾値の推定法における不確定性の事前情報を更新することに主眼を置いているからである。つまり、対象とする建物の特性を反映するために用いる情報は一部の梁端が破断したか否かという情報量の少ないものであるから、採用した応答や閾値の推定方法の統計的性質のうち、分散を更新するには不十分でも平均値を更新するには足るものと考えて採用した。これらの仮定の妥当性や具体的なばらつきの大きさについては、続く 4.3 節と 4.4 節で取り扱う。

次いで、部位 i の状態を、 $X_i = 1$ で破壊、 $X_i = 0$ で破壊していないことを示す確率量 X_i で表し、次の仮定をおく。

仮定 3

応答 θ_{S_i} と閾値 θ_{R_i} は統計的に独立である。

仮定 1 と 3 から、 $M_S = \mu_S$ と $M_R = \mu_R$ であるときに梁端 i が破壊していない確率 $P(X_i = 0|\mu_S, \mu_R)$ は(4-2)式で表される。

$$P(X_i = 0|\mu_S, \mu_R) = 1 - \Phi\left(-\frac{\ln(\hat{\theta}_{R_i}) + \mu_R - \ln(\hat{\theta}_{S_i}) - \mu_S}{\sqrt{\sigma_S^2 + \sigma_R^2}}\right) \quad (4-2)$$

ここで、 $P(\)$ は()の事象が生ずる確率であり、 $\Phi(\)$ は標準正規分布関数である。

応答と閾値を分離せず、それらの差で表される安全余裕の平均として確率変数 $M = M_R - M_S$ を考えると、検査前の M は仮定 2 と仮定 3 から正規分布 $N(\mu_M, \sigma_M^2)$ に従う。このとき、 $\mu = \mu_{M_R} - \mu_{M_S}$ 、 $\sigma_M^2 = \sigma_{M_R}^2 + \sigma_{M_S}^2$ である。また、(4-2)式は M の確率密度関数を乗じて積分すれば条件を外すことができ、検査前の状態では(4-3)式のようになる。

$$P(X_i = 0) = \int_{-\infty}^{+\infty} P(X_i = 0|\mu) \varphi\left(\frac{\mu - \mu_M}{\sigma_M}\right) d\mu \quad (4-3)$$

ここで、 $\varphi(\)$ は標準正規確率密度関数である。また、梁端 i が破断している確率 $P(X_i = 1|\mu)$ は(4-4)式で計算できる。

$$P(X_i = 1|\mu) = 1 - P(X_i = 0|\mu) \quad (4-4)$$

さて、 $(k-1)$ 番目($k = 2, \dots, n$)の梁端までの確認作業が進み、 $X_{k-1} = x_{k-1}$ かつ $X_{k-2} = x_{k-2}, \dots, X_1 = x_1$ となる結果（以下、簡単に (x_{k-1}, \dots, x_1) と表現する）が得られたとする。このとき、(4-4)式と同様に考えれば、 k 番目の部位の状態が x_k である確率 $P(X_k = x_k|x_{k-1}, \dots, x_1)$ は(4-5)式となる。

$$\begin{aligned} P(X_k = x_k|x_{k-1}, \dots, x_1) \\ = \int_{-\infty}^{+\infty} P(X_k = x_k|\mu, x_{k-1}, \dots, x_1) \cdot f_{M|x_{k-1}, \dots, x_1}(\mu|x_{k-1}, \dots, x_1) d\mu \end{aligned} \quad (4-5)$$

X_k の確率分布は、仮定 1 から他の梁端の状態によらず μ だけで定まるから、(4-5)式の被積分項のうち、第一項は(4-6)式のようになる。

$$P(X_k = x_k | \mu, x_{k-1}, \dots, x_1) = P(X_k = x_k | \mu) \quad (4-6)$$

第二項である $f_{M|X_{k-1}, \dots, X_1}(\mu | x_{k-1}, \dots, x_1)$ は、 $X_{k-1} = x_{k-1}, \dots, X_1 = x_1$ を条件とした M の条件付確率密度関数であり、仮定 2 とベイズの定理から (4-7) 式のように展開できる。

$$\begin{aligned} f_{M|X_{k-1}, \dots, X_1}(\mu | x_{k-1}, \dots, x_1) d\mu &= P(\mu | X_{k-1} = x_{k-1}, \dots, X_1 = x_1) \\ &= \frac{P(X_{k-1} = x_{k-1}, \dots, X_1 = x_1 | \mu)}{P(X_{k-1} = x_{k-1}, \dots, X_1 = x_1)} P(M = \mu) \\ &= \frac{P(X_{k-1} = x_{k-1}, \dots, X_1 = x_1 | \mu)}{P(X_{k-1} = x_{k-1}, \dots, X_1 = x_1)} \varphi\left(\frac{\mu - \mu_M}{\sigma_M}\right) d\mu \end{aligned} \quad (4-7)$$

(4-7) 式第 1 項の分子は、仮定 1 と 3 により (4-8) 式のように単純な積で計算できる。

$$P(X_{k-1} = x_{k-1}, \dots, X_1 = x_1 | \mu) = \prod_{i=1}^{k-1} P(X_i = x_i | \mu) \quad (4-8)$$

(4-7) 式第 1 項の分母はいわば積分定数であり、(4-7) 式を M の定義域全体で積分して 1 となるように正規化すればよいし、(4-3) 式と同様に (4-8) 式で得られる条件付き確率に M の確率密度関数を乗じて積分することでも得ることができる。

以上のように、この定式化では各梁端の応答と変形能力の推定値と真値の比のばらつきを建物で平均的に生じている部分と梁端間でばらつく部分に分離してモデル化したことで、多数の検査結果を条件とした (4-5) 式を、(4-6)～(4-8) 式に示すように多重積分を実施することなく計算ができるという特長を有している。

4.3 地震応答解析による建物内の応答のばらつきの評価

本節では、先に述べた推定のばらつきのうち、応答推定のばらつきについて述べる。地震応答解析全般のばらつきを論じることは本論の枠を超えるので、ここでは例題として、部材の耐力にばらつきを与えた平面骨組を設定して時刻歴解析を多数実施し、4.2 節で述べた仮定 1, 2 の確からしさを確認するとともに (4-1) 式に示す ε_i の建物内での分散 σ_S^2 を評価した。

4.3.1 地震応答解析におけるモデルエラーの既往研究

地震応答解析による応答推定値の誤差評価については数多の研究がなされているが、およそその値を知ることが目的にここでは日米それぞれで実施された 2 つの事例を参照した。

我が国で実施された時刻歴解析による最大応答予測におけるモデルエラーの影響を扱ったものとして、実務設計で用いられる時刻歴応答解析プログラムで評価した結果を比較した研究がある^{4.2)}。この事例では、7階建壁付き鉄筋コンクリート造建物を対象に建物と入力地震動を共通として、12チームがそれぞれに対象建物を1次元の質点系等価せん断型解析モデルでモデル化して解析した結果を比較したものである。その結果は、レベル2地震動を入力としときの最大応答変形角について、最小値を出したチームは12チームの平均に対して30%、最大は同じく205%となり、評価者により大きな開きが見られた。そこで、履歴則等の解析条件を統一するとこの差は高々十数%となり、ばらつきの要因はプログラムの差ではなくモデル化にあることが確認されている。また、ばらつきを生む最大の要因は各層の骨格曲線の設定の仕方によるものであった。

一方、米国における鋼構造耐震設計ガイドラインのひとつであるFEMA-350^{4.3)}は、1994年に発生したノースリッジ地震において多数の鋼構造物に被害が生じたことを受けて実施された米国の産学官の共同研究の成果としてまとめられたもので、ばらつきを積極的に取り入れた設計体系となっている。この設計ガイドラインの技術資料^{4.4)}には、NEHRP1997^{4.5)}に沿って設計された3層、9層、20層の平面骨組の解析結果に基づく工学的判断により、非線形時刻歴解析から計算される最大応答変形角の対数標準偏差として15～25%が提示されている。

このように地震応答解析のばらつきは考慮する不確定性の範囲によって大きく異なるが、いずれにせよ、これらの既往研究が扱ったばらつきは、建物全体で考えたときの最大応答の推定値のばらつきであり、4.2節の定式化で述べた対象建物の各梁端における平均的な値のばらつきと建物内での梁端によるばらつきが合わさって生じたものである。

4.3.2 建物内のばらつきの評価

(a) モデル設定

(4-1) 式に示す ε_i の統計的性質は、対象とする建物の規模や構造計画、入力地震動レベル、建物や入力地震動について得られている情報の多寡などによって異なると考えられるが、このような応答推定精度の建物内での分布を扱った研究はみられない。

そこで、一例として、部材の構造特性にばらつきを与えた平面骨組の時刻歴解析を多数実施したモンテカルロシミュレーションにより、定式化で述べた仮定1、2の確からしさを確認するとともに ε_i の標準偏差 σ_s を評価した。

対象骨組は、鋼構造限界設計設計例^{4.6)}に9階建事務所建築として記載された設計例をもとに塔屋部分を省略して設定した図4.2に示す基礎固定の骨組である。

梁と柱の断面性能をそれぞれ表4.1、4.2に示す。各部材の復元力特性は、曲げについては図4.3に示す二次勾配を初期剛性の1/1000としたバイリニア型とし、せん断については弾性とした。

梁端が破断すると、その端部が負担していた応力がほかの部材に再配分され、破断が生

じていないときには、その後の応答が変化するが、その影響の大きさは入力地震動レベル、変形能力、破断後の耐力などによって異なる。さて、本論文が想定している安全確認が実施される状況は、建物被害が疑われるものの、安全検査をするまでもなく破壊が明らかな事態ではない。また本章冒頭に記したように、本手法は、より少ない検査で検査を打ち切るという判断に辿りつくことができることが利点であり、いわばスクリーニングとしての役割が期待される状況で、すなわち破断していないケースに用いられることが多いと考えている。そこで、ここでは最低限の基本的な値を求める目的で、破断により耐力が低下する影響は考慮せず評価した。

また、ばらつきの要因として、剛性、減衰、強度など、さまざまな特性のばらつきを考慮することができるが、応答のばらつきに最も大きな影響がある構造特性として降伏耐力 $M_y = Z \cdot \sigma_y$ のばらつき^{4.7), 4.8)}のみを考えることにした。このばらつきは鋼材の降伏点 σ_y のばらつきによりもたらされるが、実際の建物では、同一断面の部材が同一ロットの鋼材から製作されている場合、それらの降伏点には高い相関性があると考えられる。しかし、この相関が部材間での応答推定のばらつきに与える影響は、降伏耐力の相関の高い部材の存在の仕方によって異なるので、ここでは基本的な値を求める目的で統計的に独立であると仮定して評価した。

鋼材の材料定数は、縦弾性係数 $E = 2.05 \times 10^5$ (N/mm²)、せん断弾性係数 $G = 7.90 \times 10^4$ (N/mm²)、ポアソン比 $\nu = 0.3$ で一定とした。また、各階に作用する重量を表 4.3 に示す。

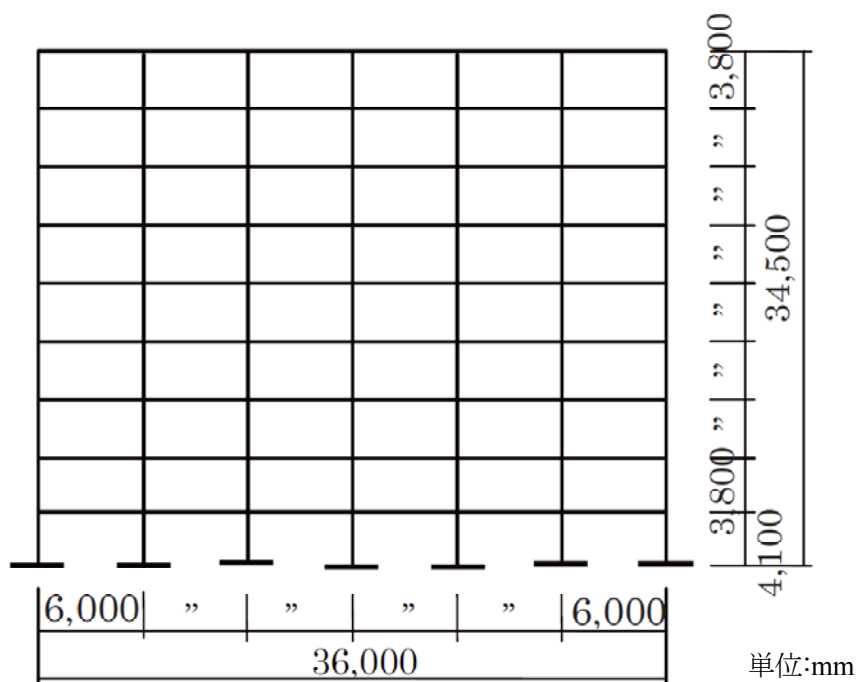


図 4.2 モンテカルロシミュレーションの対象骨組

表 4.1 梁断面一覧

階	断面寸法	断面積 $A(\text{mm}^2)$	断面二次 モーメント $I(\text{mm}^4)$	塑性断面係数 $Z_p(\text{mm}^3)$
R	H-500×200×12×16	1.22×10^4	4.85×10^8	2.24×10^6
9	同上	1.22×10^4	4.85×10^8	2.24×10^6
8	同上	1.22×10^4	4.85×10^8	2.24×10^6
7	H-500×200×12×19	1.33×10^4	5.46×10^8	2.50×10^6
6	同上	1.33×10^4	5.46×10^8	2.50×10^6
5	同上	1.33×10^4	5.46×10^8	2.50×10^6
4	H-500×200×12×22	1.44×10^4	6.05×10^8	2.76×10^6
3	同上	1.44×10^4	6.05×10^8	2.76×10^6
2	同上	1.44×10^4	6.05×10^8	2.76×10^6

表 4.2 柱断面一覧

階	断面寸法	断面積 $A(\text{mm}^2)$	断面二次 モーメント $I(\text{mm}^4)$	塑性断面係数 $Z_p(\text{mm}^3)$
R	□-400×19	2.90×10^4	7.02×10^8	4.14×10^6
9	同上	2.90×10^4	7.02×10^8	4.14×10^6
8	同上	2.90×10^4	7.02×10^8	4.14×10^6
7	□-400×22	3.33×10^4	7.95×10^8	4.72×10^6
6	同上	3.33×10^4	7.95×10^8	4.72×10^6
5	同上	3.33×10^4	7.95×10^8	4.72×10^6
4	□-400×25	3.75×10^4	8.83×10^8	5.28×10^6
3	同上	3.75×10^4	8.83×10^8	5.28×10^6
2	□-400×28	4.17×10^4	9.66×10^8	5.82×10^6

表 4.3 各階重量

階	重量 $W_i(\text{kN})$
R	2,085
9	1,478
8	1,478
7	1,478
6	1,478
5	1,478
4	1,478
3	1,478
2	1,498

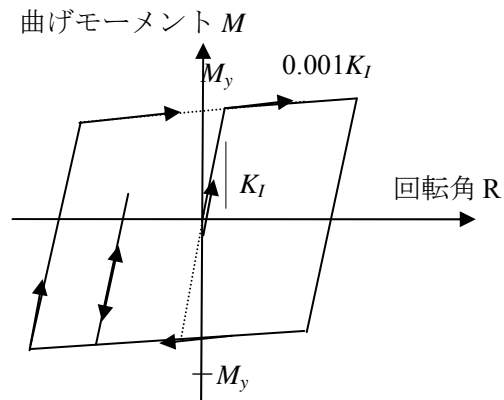


図 4.3 部材の曲げ復元力特性

入力地震動は El Centro(1940)の NS 方向成分を最大速度 50cm/s に規準化して振幅を調整した加速度波形とし，時刻歴解析は市販の構造解析ソフトウェア SNAP^{4.9)}を用いて実行した。減衰は瞬間剛性比例型で 3%とし，数値積分は $\beta=1/4$ の Newmark 法を用い，積分時間刻みは 0.02 秒とした。

ε_i の分布形と標準偏差 σ_s を求めるために骨組のサンプルを次のように生成した。

- ① 「推定値」を求めるための骨組モデルとして，すべての部材の鋼材に 400N 級を想定して，降伏応力度 σ_y を設計基準強度の 235N/mm²とした骨組モデルを作成する。
- ② ①のモデルに対して時刻歴応答解析を行い，108 箇所の梁端の最大応答変形角の「推定値」 $\hat{\theta}_{s_i}$ ($i = 1, \dots, 108$)を求める。
- ③ 降伏耐力にばらつきを与えた骨組モデルを生成する。ばらつきの大きさは，近年の鋼材の機械的性質について整理した文献^{4.10)}に示されている SN400B の統計量を参考に，平均 300 N/mm²，変動係数 6%とする対数正規分布に従う独立な擬似乱数を柱，梁部材の数だけ発生させて，各部材の降伏点として割り当てる。
- ④ ③の骨組モデルに対して時刻歴応答解析を行い，各梁端の最大変形角 θ_{s_i} に対して，(4-1)式の実現値である $\ln(\theta_{s_i}/\hat{\theta}_{s_i}) = \varepsilon_i$ を計算したものを一組のサンプルとする。

また，上記の SN 材を想定したものをケース 1 とし，鋼材に SS 材を想定して，降伏点を降伏点平均 300 N/mm²，変動係数 12%としたケース 2 とした。また， σ_s は地震動強さのレベルによって変わると考えられるので，鋼材の条件はケース 1 と同じとし，入力地震動を 75cm/s となるように規準化した加速度波形としたものをケース 3 とした。ここで設定した地震動強さのレベルは，建物被害が疑われる一方で安全検査をするまでもなく破壊が明らかな事態ではないことを考慮して設定したものである。これらの検討ケースを表 4.4 にまとめる。

表 4.4 検討ケース一覧

ケース	降伏点の変動係数	入力地震動の規準化速度
1	6%	50cm/s
2	12%	50cm/s
3	6%	75cm/s

(b) 評価結果

対数標準偏差

建物内での標準偏差 σ_s は， ε_i の不偏標準偏差として(4-9)式で計算する。

$$\sigma_s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\varepsilon_i - \bar{\varepsilon})^2} \quad (4-9)$$

ここで,

$$\bar{\varepsilon} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \varepsilon_i \quad (4-10)$$

各 3 ケース、各 100 サンプルに対して σ_s を計算し、ケース別に平均と不偏標準偏差を計算したものを表 4.5 に示す。

表 4.5 モンテカルロシミュレーションによる応答予測の建物内のばらつき σ_s の統計値

ケース	応答予測の建物内のばらつき σ_s	
	平均	標準偏差
1	0.117	0.011
2	0.127	0.016
3	0.136	0.018

表 4.5 に示すように、ケース 1 では平均 0.117、不偏標準偏差 0.011、ケース 2 では平均 0.127、不偏標準偏差 0.016、ケース 3 では平均 0.136、不偏標準偏差 0.018 となり、ここで検討した範囲では、先に述べた既往の研究で示されている最大応答のばらつきよりも相当小さな値が得られた。また、部材耐力のばらつきが大きい場合や平均的に大きな塑性変形を被る場合には、ややばらつきが大きくなる傾向がみられる。

また、各ケースにおける最大変形を生じた梁端の塑性率の平均は、ケース 1 とケース 2 が 2.29、ケース 3 が 3.06 であり、通常の塑性変形能力を有する部材であれば、破断が生じていないものがほとんどとなる解析であることを確認している。

なお、ここで求めた値には、先述の破断後の応答変化の影響のほかにも建物の 3 次元的な挙動の影響が含まれていない。その他、ここで示すモデルでは考慮していない要因が建物内の応答分布に与える影響が大きいと考えられる建物を対象とする場合、適切なモデルで改めてシミュレーションを行うことが望ましいが、次善にはシミュレーションで考慮しきれない要因の影響として、上記の値よりも幾らか大きめのばらつきを設定することも考えられる。

正規性

次に ε_i が正規性、すなわち、正規分布に従うことを確認する。ここでは Jarque-Bera 検定^{4.11)}により正規性を検定した。

Jarque-Bera 検定は(4-11)式に示す検定統計量 JB が漸近的に自由度 2 のカイ 2 乗分布に従うことを利用する検定手法である。

$$JB = \frac{n}{6} \left\{ S^2 + \frac{1}{4} (K - 3)^2 \right\} \quad (4-11)$$

(4-11)式において、 S 、 K はそれぞれ次式で定義される標本歪度 S (skewness)と標本尖度 K (kurtosis)である。正規分布では $S = 0$ 、 $K = 3$ であり、 ε_i が正規分布に従うとすれば JB は 0 に近い値となる。

$$S = \frac{1}{n} \frac{\sum_{i=1}^n (\varepsilon_i - \bar{\varepsilon})^3}{\hat{\sigma}_\varepsilon^3} \quad (4-12)$$

$$K = \frac{1}{n} \frac{\sum_{i=1}^n (\varepsilon_i - \bar{\varepsilon})^4}{\hat{\sigma}_\varepsilon^4} \quad (4-13)$$

ここで、 $\hat{\sigma}_\varepsilon$ は各サンプルにおいて計算される標本標準偏差であり、(4-9)式の不偏標準偏差とは次式の関係がある。

$$\hat{\sigma}_\varepsilon = \sigma_s \sqrt{\frac{n-1}{n}} \quad (4-14)$$

JB は各サンプルに対して(4-11)式～(4-14)式を用いて計算できるので、各 3 ケースについて、それぞれ 100 個の JB の平均と標準偏差を計算して表 4.6 にまとめた。

表 4.6 モンテカルロシミュレーションによる応答予測の建物内のばらつきの正規性を示す統計値

ケース	JB検定統計量	
	平均	標準偏差
1	0.388	0.196
2	0.257	0.152
3	0.319	0.104

表 4.6 に示すように、ケース 1 では平均 0.388、標本標準偏差が 0.196 であった。また、同じくケース 2 では平均 0.257、標本標準偏差 0.152、ケース 3 では、平均 0.319、標本標準偏差 0.104 となっており JB が小さく、 ε_i は正規分布に近いことがわかる。帰無仮説を H_0 「標

本が正規分布に従う」として有意水準 5%で検定すると、 JB が 5.991 以上のときに帰無仮説が棄却されるが、いずれのケースでもそのようなサンプルはなく、正規分布に従わないとはいえないことが確認できた。

図 4.4 に、ここで生成したサンプルの分布が正規分布に近いことを示す一例として、ケース 1 における、ひとつのサンプルについて、 ε_i の累積確率分布を正規分布のそれと比較して示す。この例の歪度は -0.42 ，尖度は 2.58 である。

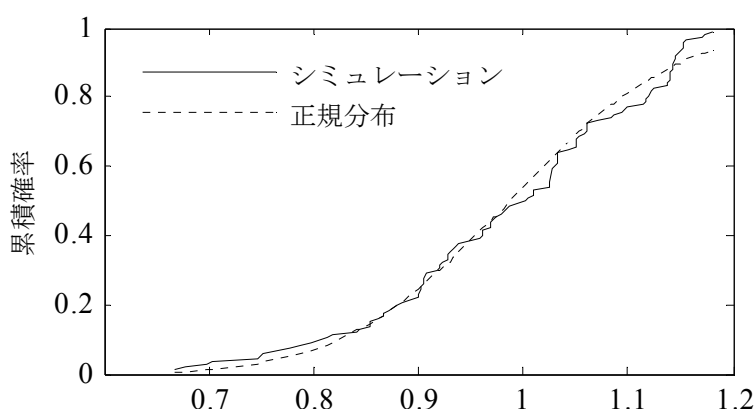


図 4.4 梁端の最大変形角の推定値との比の対数の累積確率分布の一例

4.3.3 応答の推定方法を変えた場合の推定誤差のばらつき

前節では応答のばらつきの要因として鋼材の降伏点のばらつきを考えたが、応答の推定値を得るにあたり、建物に入力した地震動記録が得られるとは限らないし、また時刻歴応答解析が実施できない場合もある。

建物のばらつきだけでなく入力地震動によっても応答の建物内のばらつきが変化し得ることは既往研究^{4.12)}でも指摘されていることから、本節では応答の推定値の作成方法による推定誤差のばらつきの変化について基礎的な資料を得る目的で、4.3.2 項で述べた 9 層 6 スパンを対象に作成した 100 個の時刻歴応答サンプルを利用して、さまざまな条件で得た応答の「推定値」による推定誤差のばらつきを評価した。ここで用いたサンプルは、鋼材に SN 鋼を想定して降伏点の対数標準偏差を 6%とし、El Centro1940 NS を最大速度 75cm/s で規準化した加速度波形を入力としたケース 3 に対応するものである。以下、本節でとくに断りなくサンプルとした場合は、この 100 ケースを指すものとする。

また、推定値は次の 3 通りの方法で作成した。

方法 1 サンプルの作成に用いたものとは異なる地震動 (El Centro 1940 NS) を最大速度 50cm/s に規準化した加速度波形を入力に用いた時刻歴応答解析

方法 2 静的漸増解析

方法 3 サンプルの作成に用いたものとは異なる地震動を最大速度 75cm/s に規準化した加
速度波形を入力に用いた時刻歴応答解析

方法 1 は、被害を生じた地震について近隣で得られた地震記録を利用するイメージであ
り、振幅だけを変えた入力地震動から得られた時刻歴応答解析結果を推定値とするもので
ある。

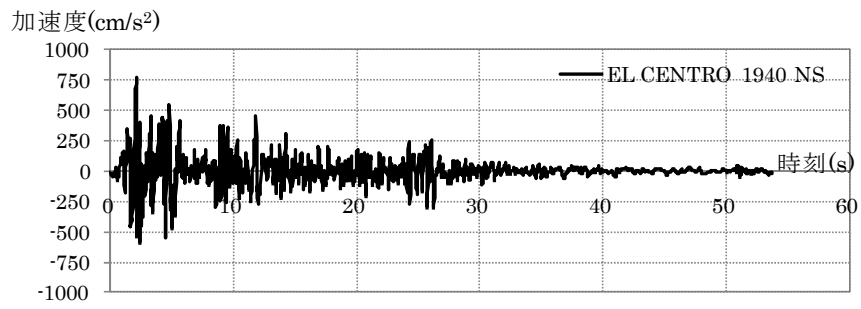
方法 2 は、設計情報を用いて推定値を得ることに対応するものである。4.3 節に示す骨組
に対して、建築基準法施行令に示される地震層せん断力係数の建物高さ方向の分布 A_i 分布
で分布形状を定め、立地地盤を第 2 種地盤、地域係数を 1.0、標準せん断力係数を 0.2 とし
たときの静的漸増解析結果から得られた梁端の変形角を応答の推定値とした。

方法 3 は、地震を受ける前、例えば設計や耐震診断において、時刻歴応答解析を実施し
ている場合を想定したもので、入力地震動にサンプルとは異なる加速度波形を採用した時
刻例応答解析の結果を用いるものである。ここでは、一般財団法人建築性能基準推進協会
から提供される観測地震波（1986 年（財）日本建築センター ビルディングレター版）か
ら、Hachinohe 1968 NS, Taft 19520 EW, Tokyo-101 1956 NS の 3 波を選び、それぞれ
最大速度 75cm/s に規準化して推定値の作成に用いた。サンプルの作成に用いた El Centro
1940 NS を含めた 4 波の時刻歴波形を図 4.5 に示す。

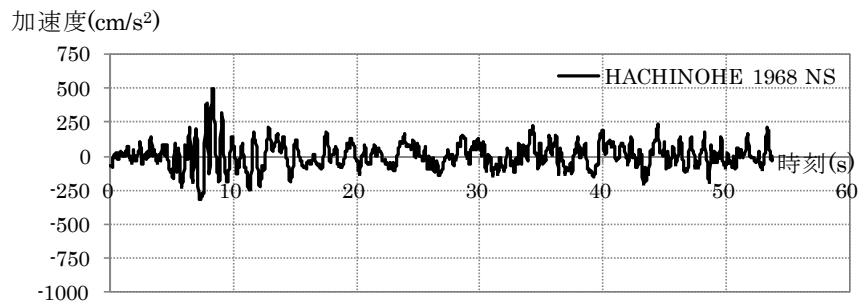
以上の条件で求めた推定値による (4-1) 式における ε_i の標準偏差 σ_s を求めたものを表 4.7
にまとめた。表 4.7 からサンプルを生成した条件と異なる条件で推定値を求めると σ_s が大
きくなることがわかる。また、例外はあるものの入力に用いた加速度波形を変えた場合に
その傾向が強く、とくに Tokyo-101 を入力地震動としたときに標準偏差が大きくなってい
る。

表 4.7 応答推定値の評価方法を変えたときの ε_i の標準偏差 σ_s の平均

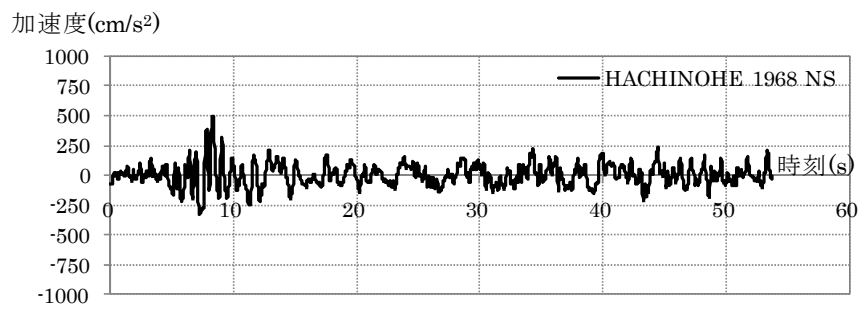
応答推定値の評価方法	標準偏差
4.3 節のケース 3	0.136
50cm/s に規準化した加速度波形を利用した時刻 歴解析	0.157
静的漸増解析	0.217
推定に用いる加速度波形を変更(いずれも 75kine に規準化)	
Hachinohe 1986 NS	0.248
Taft 1952 EW	0.209
Tokyo-101 1956 NS	0.537



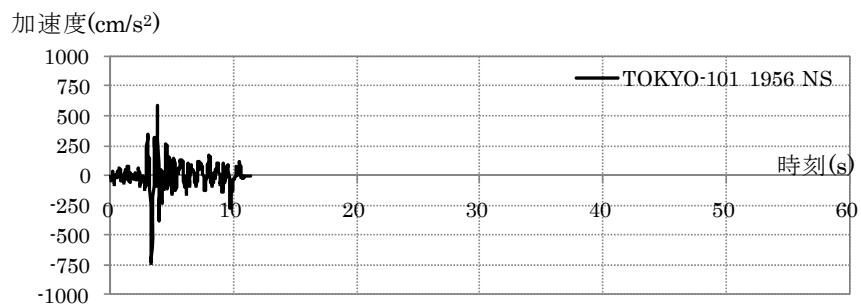
(1) El Centro 1940 NS



(2) Hachinohe 1968 NS



(3) Taft 19520 EW

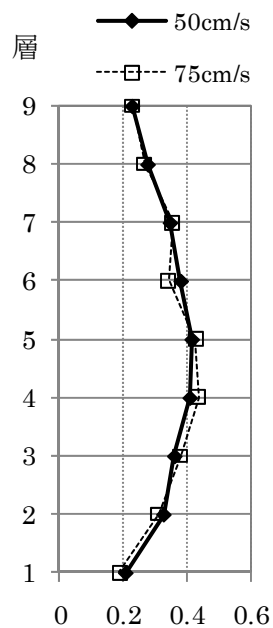


(4) Tokyo-101 1956 NS

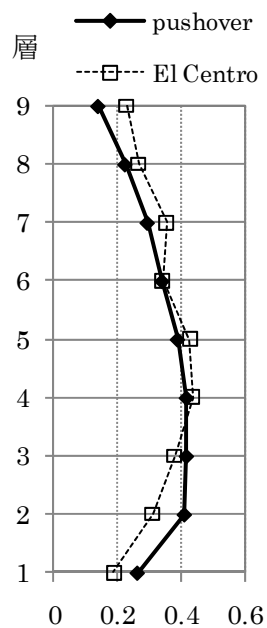
図 4.5 応答の推定値の作成に用いた入力地震動の時刻歴波形

応答推定値とした解析結果について、建物内での応答分布を比較するために最大層間変形角の高さ方向の分布を図 4.6 に示す。同図には、サンプルと同じ条件である 4.3 節のケース 3 における推定値を破線と白抜きマーカで示した。図 4.6 は、破断の判定に用いる梁端の最大変形角ではなく最大層間変形角を比較した理由は、ここで検討対象とした骨組では、両端を別にすれば同一層内の最大応答変形角はほぼ同じ値となっていることから、応答分布は高さ方向のそれを比較すれば十分であり、また簡便でわかりやすいからである。また、分布形状を比較するため、層間変形角を成分とするベクトルを絶対値が 1 となるように規準化している。

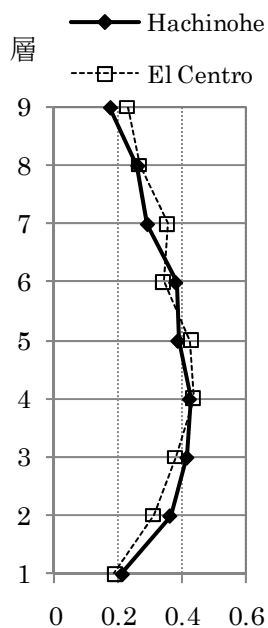
図 4.6 をみると、最大層間変形角の相対的分布は、そのほかのものがほぼ 1 次モードに従っているのに対して、入力地震動を Tokyo101(1956)NS としたものは 2 次モードの影響を受けた形状になっている。図 4.7 に El Centro(1940)NS 成分と Tokyo101(1956)NS 成分の加速度応答スペクトル($h=0.03$)を比較した。対象とした骨組の 1 次と 2 次の弾性固有周期はそれぞれ 1.83 秒と 0.61 秒であり、0.6 秒から長周期側にピークがある Tokyo101(1956)NS 成分では、いくらか塑性化した 2 次モードが増幅されたものと考えられる。これは、応答の推定誤差の標準偏差を設定するにあたり高次モードの影響を考慮すべきケースがあることを示すものである。



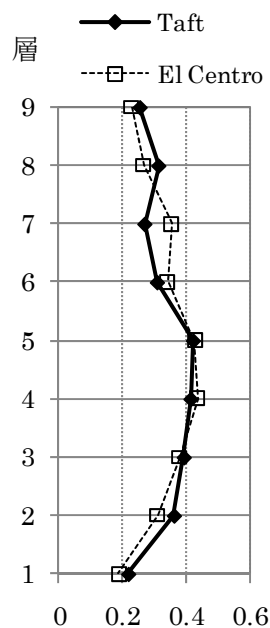
規準化した最大層間変形角
(1)50cm/s で規準化



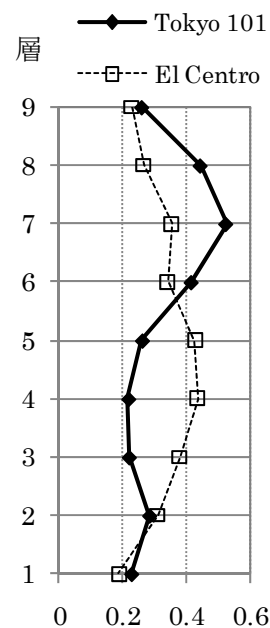
規準化した最大層間変形角
(2)漸増静的解析



規準化した最大層間変形角
(3)地震波形の変更
(Hachinohe)

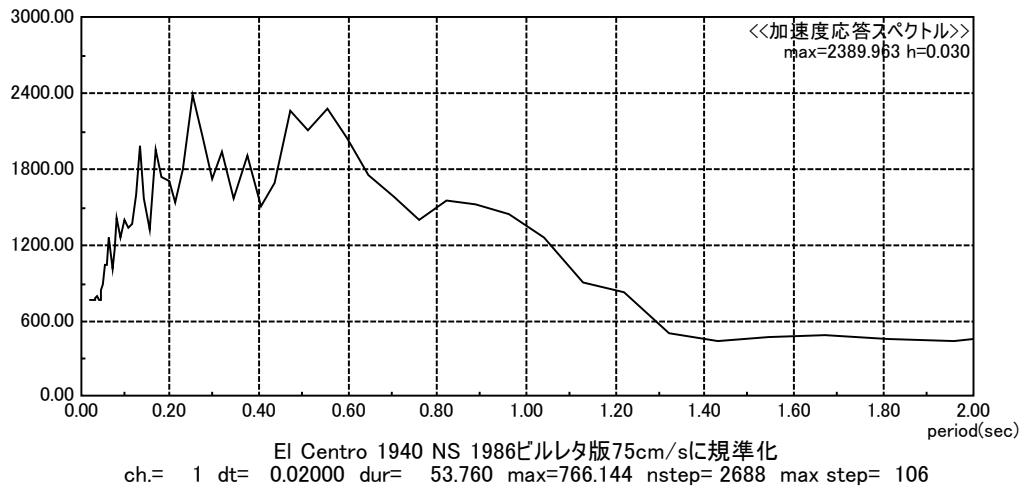


規準化した最大層間変形角
(4)地震波形の変更
(Taft)

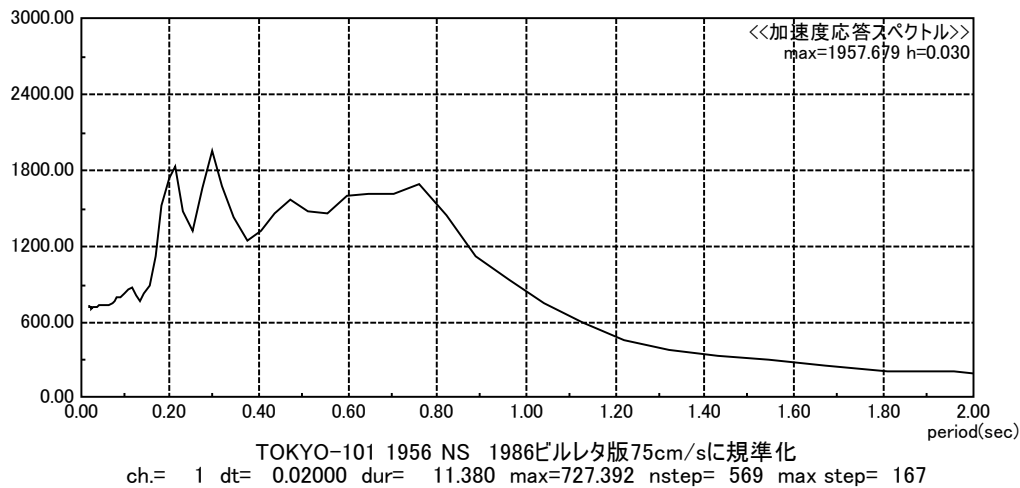


規準化した最大層間変形角
(5)地震波形の変更
(Tokyo 101)

図 4.6 評価方法を変えて求めた規準化した最大層間変形角の建物高さ方向分布



(1) El Centro 1940 NS 成分



(2) Tokyo-101 1956 NS 成分

図 4.7 El Centro(1940)NS と Tokyo101(1956)NS の加速度応答スペクトルの比較

4.4 建物内における鉄骨造柱梁仕口部の変形能力のばらつきの評価

4.4.1 鉄骨造柱梁仕口部の変形性能関する既往の統計的研究

本論では、4.2 節に述べたように、応答だけでなく変形能力についても、推定値と真値の比を定義して定式化している。しかし、ここでは変形能力を推定するにあたり、部材寸法をはじめとした各種のパラメタで推定することはせず、ひとつの値を与えることにした。そこで、(4-15) 式で表される ε_i のばらつきの検討は、実質的に $\theta_{R,i}$ 、すなわち、変形能力そのもののばらつきを検討する。

$$\ln\left(\frac{\theta_{R,i}}{\hat{\theta}_{R,i}}\right) = \varepsilon_i \quad (4-15)$$

さて、鉄骨造接合部の塑性変形能力に関する統計的研究としては、脆性的な破壊に主眼を置いた素材の変形性能として累積塑性変形倍率を整理した研究^{4.13)}がある。また、部材については、実験結果を整理した研究^{4.14, 4.15)}などがある。

文献 4.15 は、鉄骨梁端の破断に至る最大変形角の統計的性質を調査したもので、報告されているダイアフラム形式で接合される冷間成形角形鋼管柱と H 形鋼梁の接合部について、脆性的な破壊を防ぐ目的で開発された接合形式の塑性変形能力の検証として行われた試験総数 83 体の実大実験^{4.16)}の結果を整理したものである。

この研究では、図 4-8 に示すようなスカラップ形状を主な改良点として開発した改良 A 型、改良 B 型、および従来型の接合部に対して、それぞれ 29 体、24 体、33 体の試験体が製作され、7 カ所の機関で載荷実験が行われた。改良 A 型、改良 B 型、改良 A 型および B 型、従来型それぞれについて、文献に記載された正負の骨格曲線最大回転角のうち小さいもの（以下、簡単に最大回転角とする）を読み取り、最大回転角の平均値、標準偏差、対数標準偏差を評価したところ、表 4.7 に示す結果が得られた。また、これらのデータに対して、カイ 2 乗検定を行ったところ、いずれの集合に対しても、「対数正規分布には従わない」という仮説は有為水準 5% で棄却された。

さて、表 4.8 に示す平均値に表れているように、この実験は改良型のディテールを対象としたこともあり、その変形能力は比較的大きな値となっているが、対数標準偏差は 0.330 ～ 0.371 と大きなばらつきがある。

この実験結果から評価した変形能力のばらつきが大きい原因の一つとして、断面や載荷パターンが異なる実験データを集めて評価したことが考えられる。また、このばらつきは、本論文で定義した対象建物における真値と推定値の比の平均のばらつき σ_{M_R} と、その比の建物内における梁端間でのばらつき σ_R をあわせたものに対応する。

一方、建物内の梁は概ね同様の載荷パターンを受け、また断面やディテールも共通となる部分が多く、さらには施工者や鋼材の製造ロットが同じ部材も少なくない。そこで、変形能力のばらつきである σ_R を評価するには、同一の断面、同一の載荷パターンで得られた実験データのばらつきを調べる必要がある。このような条件でばらつきを評価すれば、上記に比べて小さい値となると予想されるが、部材を対象に条件を統一して多数の実験を実施して最大変形角のばらつきを評価した例はみられない。しかし、累積塑性変形については、同一条件で部材実験を 2 回ずつ実施した研究^{4.17)}があるので、この実験データを対象にして σ_R を評価して代用することとした。

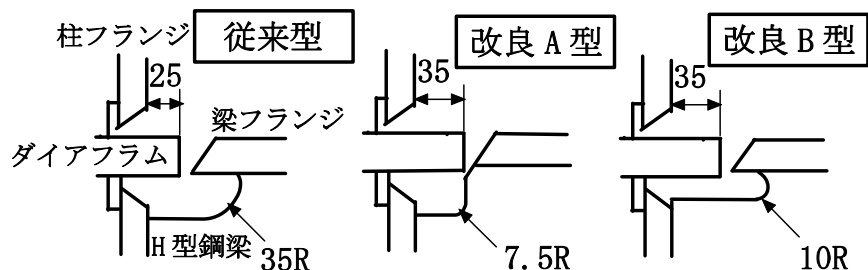


図4.8 文献4-16の実験で採用された改良型スカラップ形状^{4.16)} から引用

表 4.8 文献 4.16 より実験における破断に至る最大回転角の統計値

	試験体数	平均 (rad.)	標準 偏差	対 数 標 準 偏差
			(rad.)	
A型	24	0.093	0.029	0.330
B型	33	0.084	0.026	0.367
A型+B型	57	0.088	0.027	0.351
従来型	29	0.069	0.022	0.371

4.4.2 同一条件の実験データにおける変形性能のばらつき

(a) 同一条件で実施された実験データ

ここで用いたデータは角型鋼管柱と H 型鋼梁のノンスカラップ工法による接合部の実大構造実験によるものであり、柱パネルの板厚を変えた 2 種類の試験体に一定振幅で交番載荷したときの最大耐力や終局（亀裂進展）までの累積塑性変形倍率である。

表 4.9 に、文献 4.17 に示されている 8 組 16 体分のデータを引用した。この表の試験名称に記載された 3 文字のラテン文字は試験体の種類を表し、ハイフンのあとの数字が振幅（梁端が全塑性モーメントに達するときの梁の回転角の弾性成分を基準とする塑性率）を表す。また、サイクル数 N 、累積塑性変形倍率 η は、添字 U 、 F により、それぞれが終局状態（耐力が最大耐力の 90%を下回った時点もしくはフランジ溶接部が最終破断した状態）、最終破断状態のものであることを表す。

上記の実験データに対して、仕口部の変形能力が対数正規分布に従うと仮定し、さらに実験条件によって対数平均は異なるが、対数標準偏差は共通の値 ζ をもつと仮定する。部材断面や載荷条件が変わることによって対数標準偏差に変動があるとすれば、この仮定のもとでの評価は、4.2 節で述べた仮定に比べて、この変動分も含んで評価する分だけ σ_R を大きく見積もることになる。実際、表 4.8 を詳しくみると振幅の小さい試験ほど試験体 A と B の差が大きい傾向がみられるので、ここで検討するばらつきは、最大変形角のばらつきをいくらか過大評価するものと予想されるが、この条件を課すことで次のように対数標準偏差 ζ を推定することができる。

表 4.9 同一条件で実施された実験から得られた塑性変形能力 4.17)より引用

試験名称	サイクル数		累積塑性変形倍率	
	N _U	N _F	η _U	η _F
NSS-1.2A	235	274	207	248
NSS-1.2B	198	225	158	186
NSS-2.0A	61	63	186	196
NSS-2.0B	52	55	153	163
NSS-3.0A	25	25	155	155
NSS-3.0B	20	20	123	123
NSS-4.0A	13	13	127	127
NSS-4.0B	14	14	126	126
NSW-1.2A	205	220	171	185
NSW-1.2B	193	280	164	301
NSW-2.0A	37	38	108	111
NSW-2.0B	26	28	76	81
NSW-3.0A	14	15	88	88
NSW-3.0B	17	17	98	98
NSW-4.0A	7	7	63	63
NSW-4.0B	6	6	52	52

(b)対数標準偏差の推定

実験条件 i ($i = 1, \dots, 8$)の2つの実験から得られた変形能力をそれぞれ $\xi_{i,A}$, $\xi_{i,B}$ とする。(a)で述べた仮定から $\xi_{i,A}$, $\xi_{i,B}$ は対数正規分布に従うから, $r_i = \xi_{i,A}/\xi_{i,B}$ も対数正規分布に従い, 実験条件を共通とするので r_i の期待値は1である。また, r_i の対数をとった $x_i = \ln(r_i)$ は, 期待値0の正規分布に従う。

さて, 期待値 μ_x が既知の正規分布について, n 個のサンプルが得られたとき, その分散 σ_x^2 を無情報事前分布を用いてベイズ推定した場合の事後分布は, 自由度 n , 尺度母数 T^2 の逆カイ2乗分布 $X^{-2}(n, T^2)$ となることが知られており, その点推定値としては, 事後分布の平均 $T^2/(n-2)$, あるいは最頻値 $T^2/(n+2)$ などを用いることができる 4.18)。ここで, T^2 は以下の(4-16)式で計算される値である。

$$T^2 = \sum_{i=1}^n (x_i - \mu_x)^2 \quad (4-16)$$

表 4.9 に掲載した値のうち, 終局に至る累積塑性変形倍率 η_U について, (4-16)式を用いて T^2 を計算すると 0.445 であり, 同じく最終破断に至る累積塑性変形倍率 η_F については 0.561 となった。

従って, x_i の分散 σ_x^2 を事後分布の平均で推定すれば, 終局に対して 0.074, 最終破断に対して 0.093 となる。同様に最頻値で推定すれば, 終局に対して 0.045, 最終破断に対して

0.056 となる

また、 $x_i = \ln(r_i) = \ln(\eta_{i,A}) - \ln(\eta_{i,B})$ であるから、その分散については $\sigma_x^2 = \zeta^2 + \zeta^2$ である。これを ζ について解くと(4-17)式になる。この式に上記の σ_x^2 の値を代入すれば、累積塑性変形倍率の対数標準偏差 ζ は、事後分布の平均で推定した場合は、終局に対して 0.19, 最終破断に対して 0.22, 事後分布の最頻値で推定した場合は、終局に対して 0.15, 最終破断に対して 0.17 を得る。

$$\zeta = \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{2}} \quad (4-17)$$

4.5 9 層平面骨組を対象とした事例計算

提案手法の効果をわかりやすく示すために、破断がないときに破断確率が更新されてゆく様子を示すことが目的として、4.3 節で建物内の応答評価のばらつきを評価する際に用いた 9 層の平面骨組を対象とした事例計算を示す。

各梁端の予測最大応答変形角 $\hat{\theta}_{S_i}$ は、鋼材の降伏点を設計基準強度である 235N/mm²とした骨組に対して、最大速度 75cm/s で規準化した El Centro(1940)NS を入力としたときのものとする。この最大応答変形角を降順に並べると図 4.9 のようになり、その順位を骨組上に示すと図 4.10 のようになる。

このケースでは応答が骨組の中心線に対して左右対称になるので、図 4.10 では簡便のため骨組左側での順位を記載しているが、左右対称となる位置を双方確認したあと次の位置を確認する、つまり最初は第 5 層床の両端部が対象であり、次にその下層の両端が対象となることを意味している。

また、破断の閾値である梁端の限界変形角は、一方向載荷の既往研究⁴⁻¹⁵⁾を参考にすると、平均は 1/15(rad.)程度であるが、繰り返し載荷の影響を考慮して仮にその半分程度と見積もり $\hat{\theta}_{Ri} = 1/30(\text{rad.})$ として、すべての梁端で平均 $\hat{\theta}_{Ri} = 1/30(\text{rad.})$ ($i = 1, \dots, 108$)と見積もる。応答、限界変形角の建物全体での平均のばらつきと建物内のばらつきをあわせた全体としての対数標準偏差は、それぞれ 4.3, 4.5 節に述べた既往研究を参考に 0.3 と 0.4 とする。

また、建物内のばらつきは、応答、限界変形角の対数標準偏差をそれぞれ $\sigma_S = 0.15$, $\sigma_R = 0.20$ とし、 $\sigma_{M_S}^2 + \sigma_S^2 = 0.3^2$, $\sigma_{M_R}^2 + \sigma_R^2 = 0.4^2$ とする。

このとき、破断確率が 1%以上となる梁端を安全確認の対象にすることになると、最大応答が 0.01rad.を超える梁端が対象となり図 4.9 に示すように 74 箇所が該当する。これらの梁端は、図 4.11 の骨組に○で示す 3～8 階の床を支えるすべての梁端と 2 階の外柱に接する梁端である。

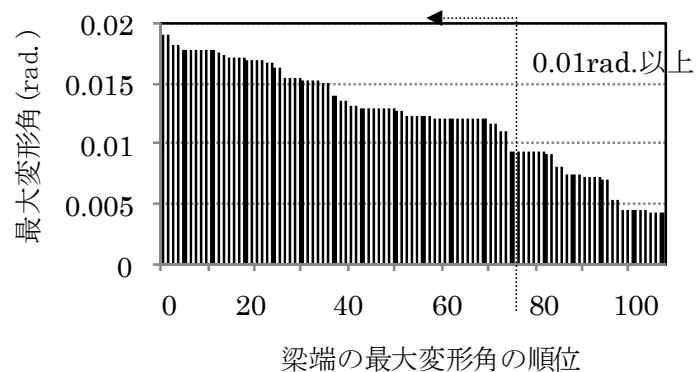
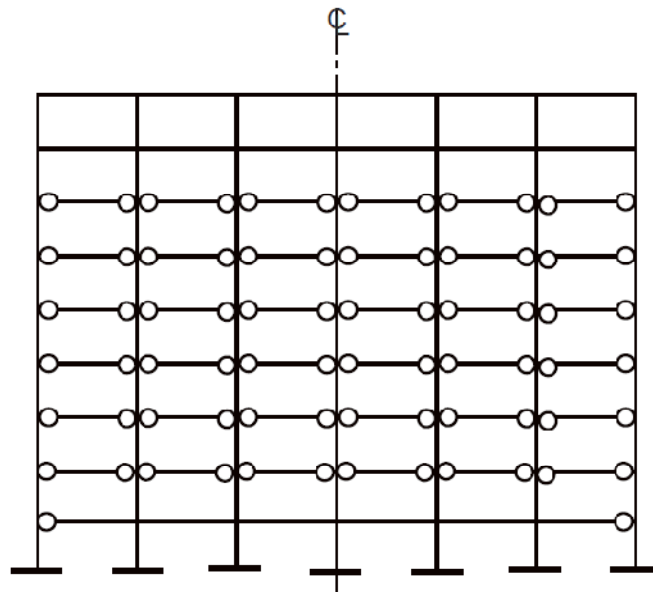


図 4.9 絶対値が大きい順に並べた梁端の最大応答変形角

ϕ					
49	50	54	53	51	52
43	48	46	47	44	45
19	26	23	22	24	25
21	36	32	33	34	35
13	18	14	15	16	17
1	7	3	4	5	6
2	12	10	11	9	8
20	31	29	30	28	27
37	42	41	40	39	38

図 4.10 最大変形角の絶対値が大きい順に並べた梁端の順位

図 4.10 に示す番号の順で各梁端が破断していないことが確認されるたびに残りの梁端の破断確率を更新したとき、未検査梁端のうち破断確率が最大となる梁端、つまり次の検査対象となる梁端における破断確率の推移を図 4.12 に示した。この図に示すように 12 箇所に破断がないことを確認したところで、破壊確率が 1%以上の梁端はなくなる。12 箇所の梁端確認後に破断確率が最も高い梁端は、図 4.10 に「7」で示される 5 階床を支える梁の梁端であり、これらの梁端の最大変形角は 0.0171rad., 一連のベイズ更新の破断確率は 9.6%であった。



○ 最大応答変形角が 0.01rad.を超える梁端

図 4.11 最大変形角が 0.01rad.を超える梁端の位置

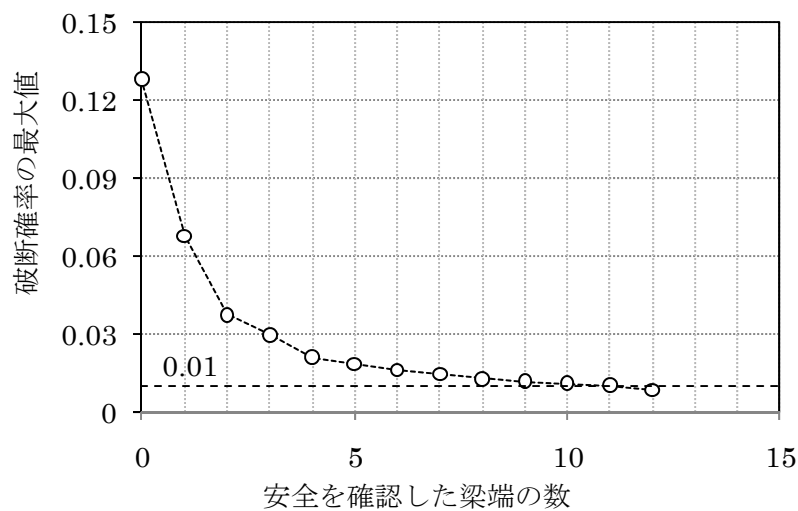


図 4.12 安全確認の進展による未検査梁端の破断確率の最大値の推移

4.6 モンテカルロシミュレーションによる提案手法の精度の確認

次に、提案手法により未検査部位の破断の可能性が定量的に評価できることを確認するために、4.3 節で建物内の応答評価のばらつきを評価する際に用いた 9 層骨組を対象にモンテカルロシミュレーションを行い、安全確認の各段階における未検査部位の破断確率につ

いて、モンテカルロシミュレーションと提案手法を用いて計算される値を比較した。

4.6.1 サンプルの生成方法

応答のサンプルとして利用したものは、4.3 節で応答のばらつきを評価した際のケース 3、すなわち、鋼材の降伏点を平均 300kN/m²、変動係数 6% の対数正規分布に従う独立な擬似乱数を用いて生成した骨組に、最大速度を 75cm/s に規準化した El Centro (1940) NS を入力地震動としたものである。ただし、破断が生じないケースも多くなることを想定して、サンプル数は 1000 個とした。

変形能力については、平均 1/30rad.、標準偏差 $\sigma_{M_R} = \sqrt{0.4^2 - 0.2^2} = 0.35$ の正規分布に従う擬似乱数により平均変形能力のサンプルを 1000 個生成して、各骨組サンプルにおける最大変形角の平均とした。ここで用いた標準偏差は、4.4 節に述べた既往研究によるさまざまな実験条件における平均能力のばらつきを参考に、任意の梁端の変形能力の標準偏差を 0.4 とし、同節の検討結果から建物内のばらつきとして標準偏差 0.2 として設定したものである。

次いで、これら 1000 個の平均それぞれについて、対数標準偏差 $\sigma_S = 0.20$ の対数正規分布に従う擬似乱数をそれぞれ 108 個生成して各梁端に割り当てて変形能力のサンプルとした。つまり、梁端の変形能力は、同じ梁の両端である場合も含めて梁端の位置に関わらず統計的に独立としている。

最後に、これら 1000 骨組×108 箇所の応答と変形能力をそれぞれ突き合わせて、応答が変形能力を上回るものは破断、そうでないものは破断していないという判定とした。従って、破断によりそれまで保持していた応力が周辺の部材に再配分されることで変形分布が変化する影響は考慮していない。

各梁端の予測最大応答変形角 $\hat{\theta}_{S_i}$ は、4.5 節と同様とする。つまり、図 4.9 の順で検査する（左右の順序は任意）ことにして、各骨組サンプルについて、応答と変形能力をこの順に並べ替えたときに、 k 番目以後 ($k = 1, \dots, 108$) のいずれの梁端でも応答が変形能力を超えていないかを確認し、超えていない骨組の比率を求めれば ($k - 1$) 番目の梁端までの検査が終了したときに未検査の梁端に破断がない確率のシミュレーション結果となる。

4.6.2 理論値とシミュレーションの比較

($k - 1$) 番目の梁端までの検査が終了したときに未検査の梁端に破断がない確率 $P(X_n = 0, X_{n-1} = 0, \dots, X_k = 0 | x_{k-1}, \dots, x_1)$ の理論値は、4.2 節に示した各梁端の破断確率と同様の考え方により導かれる (4-18) 式で計算できる。

$$P(X_n = 0, X_{n-1} = 0, \dots, X_k = 0 | x_{k-1}, \dots, x_1) = \int_{-\infty}^{+\infty} \prod_{l=k}^n P(X_l = 0 | \mu) \cdot f_{M|X_{k-1}, \dots, X_1}(\mu | x_{k-1}, \dots, x_1) d\mu \quad (4-18)$$

図 4.13 には、未検査の梁端に破断がない確率について、(4-18)式による理論値とシミュレーション（数値実験）を比較した。この図の縦軸は、各サンプルについて理論値が横軸の値になったときの検査対象とした梁端を選び、残りのいずれの梁端でも応答が変形能力を超えていないサンプルの比率を求めた値である。

45 度方向の線分は理論値=数値実験となるときのものであり、理論値が未検査部位に破断がない確率を過大評価（工学的に危険側）すれば線分よりも下側に、過小評価（工学的に安全側）に評価すれば上側に図示される。

図 4.13 には、バイズ更新に用いる応答の予測値のばらつきを変えた 2 ケースのシミュレーション結果が記載されている。●で示すケース 1 は第 3 章で述べた一般的に考えられるケースに対応し、応答の予測との比の対数に対して、平均の平均を 0、平均の標準偏差を $\sigma_{M_S} = \sqrt{0.3^2 - 0.15^2} = 0.26$ とし、 $\sigma_S = 0.15$ としたケースである。一方、○のケース 2 はシミュレーションにあわせて平均のばらつきはないものとして $\sigma_{M_S} = 0$ 、 $\sigma_S = 0.15$ としたケースである。また、変形能力のばらつきは、いずれのケースもサンプルを生成したものと同様に平均 $1/30\text{rad.}$ 、平均の標準偏差 $\sigma_{M_R} = 0.35$ 、対数標準偏差 $\sigma_S = 0.20$ とした。

図 4.13 に示す通り理論値はシミュレーションと概ね整合しており、提案手法を用いることで検査前の情報から必要とされる検査箇所をすべて確認しなくても、破断が潜在する確率を予め設定した値以下にできることを示している。

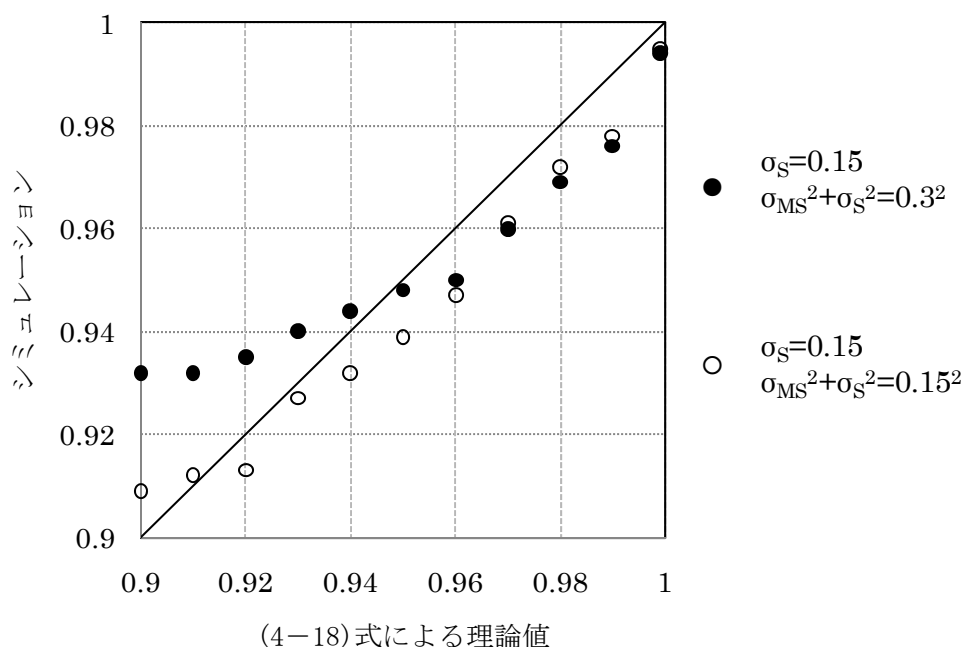


図 4.13 提案手法により求められる未検査の梁端に破断がない確率とモンテカルロシミュレーションの比較

4.6.3 提案手法の特性

図 4.13 を詳細に見ると、破断がない確率が高い範囲ではやや危険側の評価となり、逆に低い範囲では安全側の評価となる傾向がある。提案手法では一部の部位の検査結果だけで更新された安全余裕の分布（以下、更新中の分布）に基づいて安全確認の終了判断をするため、建物内のばらつきだけが存在する分布（最終的な分布）との間にそれぞれ破断確率を過大、過小に評価する 2 種類の差があるからである。

過大評価する場合を図 4.14 に、過小評価する場合を図 4.15 に模式的に示す。

図 4.14 は、平均のばらつきが含まれる分、更新中の分布は最終的な分布よりばらつきが大きく、破断確率を過大評価する要因となることを示している。一般的には、検査終了と判断するときの破断がない確率が低いほど、少ない検査結果に基づき終了判断がなされるため、更新中の分布のばらつきが大きい。ケース 1 がケース 2 に比べて理論値と数値実験で差がある理由は、ケース 1 の方が事前分布において応答分布の平均のばらつきを大きく設定した分、この影響が大きく、事前分布のばらつきを精度よく推定することが検査効率を上げるのに重要であることを意味している。

一方、図 4.15 は、破断確率を過小評価する要因を示す。事前に想定する安全余裕の平均の平均が最終的な分布の平均よりも大きい場合、すなわち予測応答が平均的に小さめに予測したか、変形能力を大きめに予測したかのいずれか、もしくは両方の場合に生ずるもので、平均が十分小さくなる前に閾値に到達して安全確認を終了するため生ずるものである。逆に事前に想定した安全余裕の平均が小さい場合には閾値に達しないので、このような誤差は発生しない。つまり、安全余裕の事前分布の平均をやや小さめに設定すれば破断確率を過小評価することは避けられる。

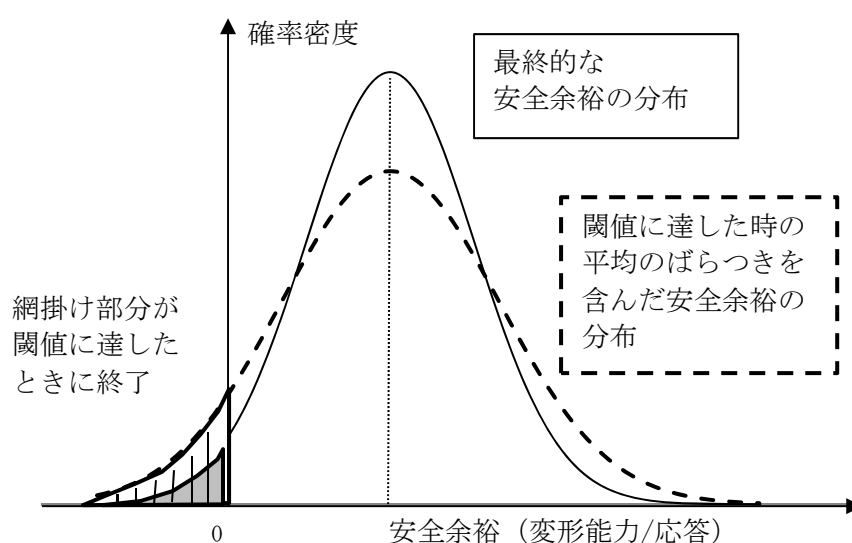


図 4.14 破断確率を過大評価する原因を示す模式図

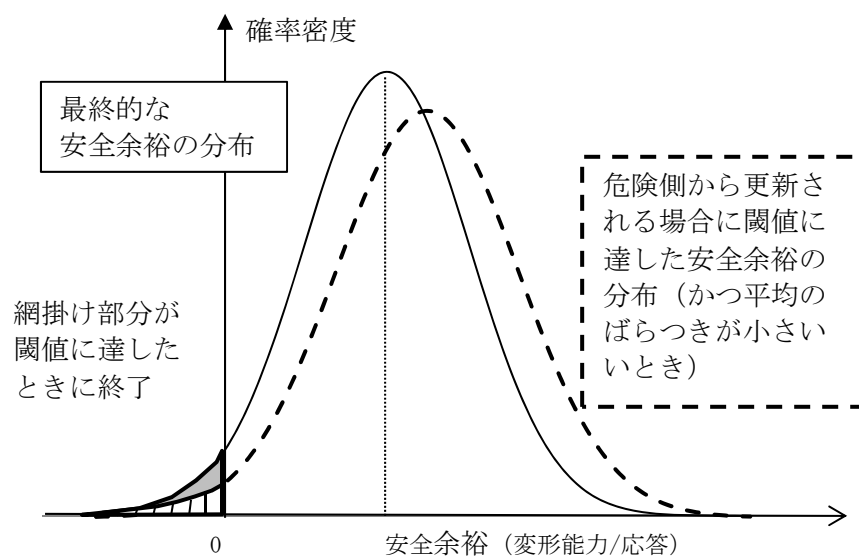


図 4.15 破断確率を過少評価する原因を示す模式図

4.7 第4章のまとめ

本章では、震災後の建物の安全を効率的に確認する検査戦略を構築する先鞭として、鋼構造梁端の破断が潜在する可能性を想定して、効率的に建物の安全を確認するための方法を検討した。本章の議論や得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 一部の部材の目視確認結果を利用して、未検査の部材の破壊確率をベイズ更新する基本的な考え方を定式化した。
- (2) 提案手法は、各部位の応答と変形能力の予測誤差を建物全体としての平均的な誤差と部位間のばらつきに分離してモデル化し、平均的な誤差だけをベイズ更新するもので、多数の部位の検査結果を条件とする条件付きの破断確率を少ない計算量で計算できる。
- (3) 9層の平面骨組を対象に時刻歴応答解析にモンテカルロシミュレーションを行い最大応答分布の建物内でのばらつきを検討したところ、応答のばらつきの要因として降伏点のばらつきを考えたケースでは対数標準偏差が12～14%と得られた。また、実際とは異なる入力地震動で応答を推定するとこのばらつきが50%となるケースもあること、とくに高次モードの影響を考慮すべき場合には注意が必要であることを示した。
- (4) 変形能力については、鉄骨造の柱梁仕口部の既往実験のデータを利用して同一条件における塑性変形能力のばらつきを推定したところ、累積塑性変形倍率の対数標準偏差は終局に対して19%、最終破断に対して22%となった。
- (5) 事例計算を用いて提案手法により検査の各段階における破断が潜在している確率が得

られることを示した。また、この例題を対象にモンテカルロシミュレーションと結果を比較し、本手法が良好な精度を確保できることを確認した。あわせて本手法の特性として、誤差が生ずる要因について考察した。

参考文献

- 4.1) Daniel Straub, Armen Der Kiureghian: Improved seismic fragility modeling from empirical data, *Structural safety*, Vol.30, pp.11-21, 2008.
- 4.2) 辻幸二, 山口圭介, 深野慶, 窪田敏行:耐震性能評価用の各種解析プログラムによる RC 造建物の地震応答解析結果の比較, 日本建築学会構造系論文集, 第 550 号, pp.119-126, 2001.12.
- 4.3) Federal Emergency Management Agency: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, FEMA-350, 2000.
- 4.4) Federal Emergency Management Agency: State of the Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment-Frame Buildings Appendix B, FEMA-355F, 2000.
- 4.5) Federal Emergency Management Agency: NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, presented by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, FEMA-273, 1997.
- 4.6) 日本建築学会: 鋼構造限界設計設計例, 日本建築学会, 2002.
- 4.7) 桑村仁, 佐々木道夫, 加藤勉:降伏耐力のばらつきを考慮した全体崩壊メカニズム骨組の設計, 日本建築学会構造系論文集, 第 401 号, pp.151-162, 1989.7.
- 4.8) 中島正愛, 吉良圭史, 辻文三: 構造物に要求される消費エネルギーに対して構造各部材に要求される塑性変形量とそのばらつきの評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第 494 号, pp.99-105, 1997.4.
- 4.9) 株式会社構造システム:SNAP Ver. 6 テクニカルマニュアル, 2012.
- 4.10) 井戸田 秀樹, 鏡味 亮, 金子 翔太:素材特性の不確定な変動を考慮した H 形鋼梁部材の耐力と変形性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 681 号, pp.1791-1800, 2012.11.
- 4.11) Carlos M. Jarque, Anil K. Bera: A test for normality of observations and regression residuals, *International Statistical Review*, Vol. 55, No. 2, pp. 163-172, 1987.8.
- 4.12) 大場麻弥, 森保宏:地震動のスペクトル特性と部材耐力の不確定性を考慮した鋼構造骨組の最大変位応答及び簡易応答評価手法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 巻, 第 628 号, pp.859-866, 2008.6.
- 4.13) 桑村仁, 高木直人, 松井康治: 鉄骨の脆性破断に及ぼす溶接入熱の影響 鉄骨破断に関する研究 その 2, 日本建築学会構造系論文集, 第 531 号, pp.157-164, 2005. 5.
- 4.14) 野田隆博, 井戸田秀樹, 小野徹郎, 実験データに基づく鋼構造柱梁溶接接合部の変形性能に関する統計量調査, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.965-966, 2003. 9.

- 4.15) 日下彰宏, 加登美喜子, 岡崎太一郎:米国信頼性耐震設計の概要と梁の塑性変形性能の確率的評価の日米比較, 日本鋼構造協会, 鋼構造論文集, 第 12 巻第 45 号, pp.87-100, 2005. 3.
- 4.16) 井上一朗, 甲津功夫, 吹田啓一郎, 多田元英, 立山英二, 田中剛, 中島正愛, 丸岡義臣, 南二三吉, 森田耕次:通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合される H 型鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験その 1~その 5, 鋼構造論文集, 第 4 巻第 16 号, pp.27-104, 1997. 12.
- 4.17) 吹田啓一郎, 田中剛, 佐藤篤司, 真鍋義貴, 津嘉田敬章, 蘇鐘ギョク:梁端接合部の最大曲げ耐力が変形能力に及ぼす影響—塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力(その 1), 日本建築学会構造系論文集,第 664 号, pp.1135-1142, 2011.6.
- 4.18) 繁桝算男:ベイズ統計入門 第 5 章 正規母集団の推論, 東京大学出版, 1985.

第5章 部材間の安全余裕の相関を考慮した破断確率の更新方法

5.1 はじめに

第4章では、一部の梁端を検査した結果を反映して、未検査の梁端の破断確率を評価することで、少数の検査から合理的に安全性を判断する方法について基本的なモデルを構築した。この手法は、梁端の応答や変形能力の予測誤差について、建物内では統計的に独立であることを仮定し、応答や変形能力を一般的な予測モデルで予測する場合に比した対象建物の平均的な特性をベイズ更新するものである。このモデルは、ベイズ更新に必要な計算量が少ないこと、また事前に定めるべき統計パラメータの数が少ないことから、破断が生じている可能性が低い建物を対象にスクリーニングを行うことに適している。

しかし、梁端の応答予測誤差や変形能力の統計的性質をいずれも同じとしているので、検査の結果、梁端に破断があってもなくても、未検査の梁端の破断確率の順序は変化しない。また、破断個所を特定するための情報量が追加されないため、破断個所の絞り込みには向いていない。

一方、例えば同一層にある梁端の最大変形角はほぼ同じ値になることからわかるように応答の推定誤差は、物理的に近い位置にある梁端では相関が高い。また、変形能力についても、近くに配された同一断面の部材は同じ製造ロットの鋼材が使用されている可能性があるほか、溶接条件などの施工条件も類似していることから、応答の推定誤差と同様に正の相関があると考えられる。

そこで本章では、前章で提案したモデルを基にして、建物内での部材の応答や変形能力の推定誤差の相関を考慮できるようにモデルを拡張し、破断箇所の絞り込みにも適用できる方法を構築することを目的とする。なお、ここでも第4章と同じく鉄骨造梁端の破断を想定して議論を進めるが、基本的な考え方は構造や破壊形式を限定するものではない。

最後に、現実的な検査戦略の一例として、本モデルを応用して全体を2段階で行う破断探索戦略について述べ、実用化に向けた課題を整理する。

5.2 拡張モデルの定式化

5.2.1 仮定

想定する安全確認の検査手順は4.2節に述べたものと同様とし、さらに建物の部位を、建物内での位置、部材断面や応答推定値の大きさなどを手掛かりに、最大応答と変形能力、あるいはそのいずれかについて、グループ内では真値に対する推定値の比のばらつきを小さくできる m 個のグループに分けられるものとする。例として、図5.1には9層6スパンの骨組で柱梁の断面性能を共通とする層をひとつのグループとして考えたときのグループ分けを模式的に示す。また、5.3節で後述するが、これまで扱ってきた9層6スパンの平面骨組では、各層をひとつのグループとすれば少なくとも応答の推定誤差についてはばらつき

が小さくなることがわかっている。

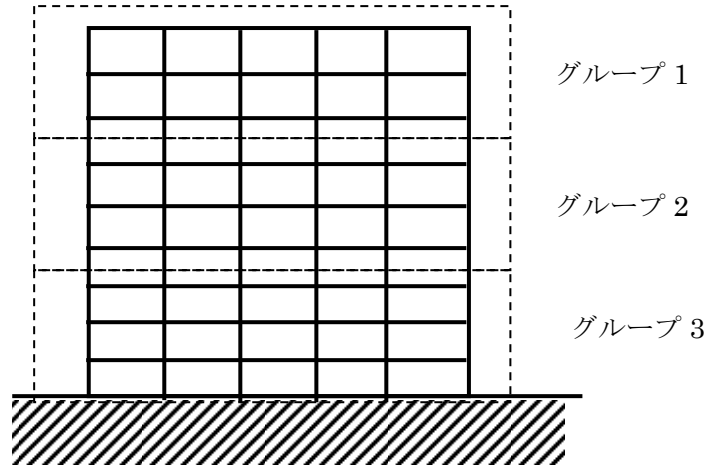


図 5.1 建物内の梁端グループ化の模式的イメージ

モデル化にあたり以下の 4 つの仮定を設けた。仮定 1, 2 は応答について記述したものであるが、変形能力についても同様の仮定をたて、添字 S を R に変えて記述する。

仮定 1

グループ i ($i = 1, \dots, m$) に属する梁端 j ($j = 1, \dots, n_i$) の真の応答 θ_{sij} とその推定値 $\hat{\theta}_{sij}$ には次の関係がある。

$$\ln \left(\frac{\theta_{sij}}{\hat{\theta}_{sij}} \right) = \varepsilon_{sij} \quad (5-1)$$

ここで、 ε_{sij} は正規分布 $N(M_S, \sigma_{S_i}^2)$ に従う。また、 $i = p$ ($p = 1, \dots, m$)、かつ $j = q$ ($j = 1, \dots, n_i$) でない限り ε_{sij} と ε_{spq} は統計的に独立とする。

仮定 2

ε_{sij} の分散 $\sigma_{S_i}^2$ は既知であるが、 ε_{sij} の平均 M_S は、建物全体で共通な M_{SG} とグループ i に特有の M_{SL_i} の和で構成され、検査前にはそれぞれ統計的に独立な正規分布 $N(\mu_{M_{SG}}, \sigma_{M_{SG}}^2)$ 、 $N(\mu_{M_{SL_i}}, \sigma_{M_{SL_i}}^2)$ に従う。

仮定 3

変形能力と応答は統計的に独立とする。

応答と変形能力をあわせて、安全余裕の平均を表す確率変数 $M = M_G + M_{L_i} = M_{RG} - M_{SG} + M_{RL_i} - M_{SL_i}$ を考えると、仮定 3 から、検査前の M_G と M_{L_i} は正規分布に従い、それらの平均 μ_{M_G} 、 $\mu_{M_{L_i}}$ と分散 $\sigma_{M_G}^2$ 、 $\sigma_{M_{L_i}}^2$ は、それぞれ次のように表される。

$$\begin{aligned}\mu_{M_G} &= \mu_{M_{RG}} - \mu_{M_{SG}} \\ \mu_{M_{L_i}} &= \mu_{M_{RL_i}} - \mu_{M_{SL_i}} \\ \sigma_{M_G}^2 &= \sigma_{M_{RG}}^2 + \sigma_{M_{SG}}^2 \\ \sigma_{M_{L_i}}^2 &= \sigma_{M_{RL_i}}^2 + \sigma_{M_{SL_i}}^2\end{aligned}\tag{5-2}$$

仮定 2 は、各部位における安全余裕について、分散は事前検討で設定した値を用いるが、平均は検査結果を用いて、逐次更新するための仮定である。また、第 4 章のモデルとの違いは、 M_{L_i} を導入したことである。

さらに、更新方法について仮定 4 をおく。

仮定 4

建物全体の平均はすべての検査結果を反映して更新し、グループ内の平均は同じグループの梁端の検査結果が得られたときのみ更新する。

5.2.2 破断確率を更新するための計算方法

グループ i の梁端 j の状態を、 $X_{ij} = 1$ で破壊、 $X_{ij} = 0$ で破壊していないことを示す確率量 X_{ij} で表すと、仮定 1, 2 から、 $M_G = \mu_G$ 、 $M_{L_i} = \mu_{L_i}$ であるとき、グループ i の梁端 j が破壊していない確率 $P(X_{ij} = 0 | \mu_G, \mu_{L_i})$ は (5-3) 式で表される。

$$P(X_{ij} = 0 | \mu_G, \mu_{L_i}) = 1 - \Phi\left(-\frac{\ln(\hat{\theta}_{R_i}) - \ln(\hat{\theta}_{S_i}) - \mu_G - \mu_{L_i}}{\sigma_i}\right)\tag{5-3}$$

ここで、 $\Phi()$ は標準正規分布関数である。

また、破壊している確率は (5-4) 式である。

$$P(X_{ij} = 1 | \mu_G, \mu_{L_i}) = 1 - P(X_{ij} = 0 | \mu_G, \mu_{L_i})\tag{5-4}$$

グループ i の梁端 j が破壊していない確率 $P(X_i = 0)$ は、(5-5) 式のように (5-3) 式に M_G と M_{L_i} の同時確率密度関数 $f_{M_G M_{L_i}}(\mu_G, \mu_{L_i})$ を乗じて積分すれば求められる。

$$P(X_{ij} = 0) = \iint_{-\infty}^{+\infty} P(X_{ij} = 0 | \mu_G, \mu_{L_i}) f_{M_G M_{L_i}}(\mu_G, \mu_{L_i}) d\mu_G d\mu_{L_i} \quad (5-5)$$

いま，梁端の全数が n_a であるとする。すなわち，

$$n_a = \sum_{i=1}^m n_i \quad (5-6)$$

ここで， m はグループの数， n_i はグループ i に属する梁端の数を表す。

また， n 箇所($n = 0, 1, \dots, n_a - 1$)の梁端の状態がわかったときに， M_G の条件付確率密度関数 $f_{M_G | X_n, \dots, X_1}(M_G = \mu_G | X_n = x_n, \dots, X_1 = x_1)$ を ${}^n f_G$ と表記することにする。ここで， X_n のように確率変数 X の添字がひとつの場合は， n 番目の検査で判明する梁端の状態を表すことにする。また同様に， M_{L_i} の条件付確率密度関数を ${}^n f_i$ ， M_G と M_{L_i} の条件付同時確率密度関数を ${}^n f_{Gi}$ ， n 箇所の梁端の状態と M_G がわかったときの M_{L_i} の条件付確率密度関数を ${}^n f_{i|G}$ と表記する。

この表記を用いると，未検査部位である $(n+1)$ 箇所目の梁端の状態の確率分布 $P(x_{n+1} | x_n, \dots, x_1)$ は，その梁端が属するグループが i であるとき， ${}^n f_{Gi}$ を用いて(5-7)式のよう表すことができる。

$$P(x_{n+1} | x_n, \dots, x_1) = \iint_{-\infty}^{+\infty} P(x_{ij} | \mu_G, \mu_{L_i}, x_n, \dots, x_1) \cdot {}^n f_{Gi} d\mu_G d\mu_{L_i} \quad (5-7)$$

(5-7) 式は，仮定 1 と仮定 3 から，最初の積分項の既検査部位の状態の条件が外れて次のようになる。

$$P(x_{n+1} | x_n, \dots, x_1) = \iint_{-\infty}^{+\infty} P(x_{ij} | \mu_G, \mu_{L_i}) \cdot {}^n f_{Gi} d\mu_G d\mu_{L_i} \quad (5-8)$$

(5-8)式は，それまでの検査結果を条件とした未検査の梁端の状態の確率分布を求めるためには， ${}^n f_{Gi}$ がわかればよいことを示している。

${}^n f_{Gi}$ は順繰りに計算できるので，以下のその手順を示す。

手順 1

最初の検査が i グループに属する梁端であるとき，すなわち， $X_1 = X_{i1}$ であるとき， X_1 を条件とした M_G と M_{L_p} の条件付同時確率密度関数 ${}^1 f_{Gp}$ はベイズの定理から (5-9) で求める

ことができる。

$$\begin{aligned}
 {}^1f_{Gp}d\mu_Gd\mu_{L_p} &= P(M_G = \mu_G, M_{L_p} = \mu_{L_p} | X_1 = x_1) \\
 &= \frac{P(X_1 = x_1 | M_G = \mu_G, M_{L_p} = \mu_{L_p})}{P(X_1 = x_1)} \cdot {}^0f_{Gp}(\mu_G, \mu_{L_p})d\mu_Gd\mu_{L_p} \quad (5-9)
 \end{aligned}$$

(5-9) 式に含まれる ${}^0f_{Gp}(\mu_G, \mu_{L_p})$ は検査前の M_G と M_{L_p} の同時確率密度関数であり，仮定 2 から検査を開始する前に M_G と M_{L_i} は統計的に独立なので，各々の確率密度関数 0f_G と 0f_p の単純な積である。また，(5-9) 式に，確率密度関数を正規化するための積分定数 C を導入して，さらに両辺から $d\mu_Gd\mu_{L_p}$ を払うと (5-10) 式が得られる。

$${}^1f_{Gp} = C \cdot P(X_1 = x_1 | M_G = \mu_G, M_{L_p} = \mu_{L_p}) \cdot {}^0f_G \cdot {}^0f_p \quad (5-10)$$

$p = i$ のとき，(5-10) 式に含まれる $P(X_1 = x_1 | M_G = \mu_G, M_{L_p} = \mu_{L_p}) = P(X_{i1} = x_{ij} | M_G = \mu_G, M_{L_i} = \mu_{L_i})$ は，(5-3) 式または (5-4) 式で直接に求めることができる。

$p \neq i$ のときは， M_{L_i} を媒介して全確率の定理と次式で計算する。

$$\begin{aligned}
 &P(X_1 = x_1 | M_G = \mu_G, M_{L_p} = \mu_{L_p}) \\
 &= \int_{-\infty}^{+\infty} P(X_{i1} = x_1 | M_G = \mu_G, M_{L_p} = \mu_{L_p}, M_{L_i} = \mu_{L_i}) \cdot f_{i|Gp}(\mu_i | \mu_G, \mu_p) d\mu_i \quad (5-11)
 \end{aligned}$$

(5-11) 式に含まれる $f_{i|Gp}(\mu_i | \mu_G, \mu_p)$ は， M_G と M_{L_p} を条件とした M_{L_i} の条件付確率密度関数であり，仮定 2 から (5-11) 式は (5-12) 式になる。

$$\begin{aligned}
 &P(X_1 = x_1 | M_G = \mu_G, M_{L_p} = \mu_{L_p}) \\
 &= \int_{-\infty}^{+\infty} P(X_{i1} = x_1 | M_G = \mu_G, M_{L_i} = \mu_{L_i}) \cdot f_i(\mu_i) d\mu_i \quad (5-12)
 \end{aligned}$$

また，すべての p について共通に以下を計算しておく。

$${}^1f_G = \int_{-\infty}^{+\infty} {}^1f_{Gp} d\mu_p \quad (5-13)$$

$${}^1f_{p|G} = \frac{{}^1f_{Gp}}{{}^1f_G} \quad (5-14)$$

手順 2

次に、 $(n-1)$ 番目までの梁端の検査結果を反映した M_{L_p} と M_G の同時確率密度関数 ${}^{n-1}f_{Gp}$ と、 $(n-1)$ 番目までの梁端の検査結果と M_G を条件とした M_{L_p} の条件付確率密度関数 ${}^{n-1}f_{p|G}$ が得られているときに、次の n 番目の梁端の検査が行われて $X_n = x_{ij}$ であることがわかった後で M_G と M_{L_p} の条件付同時確率密度関数 ${}^nf_{Gp}$ や、 M_G を条件に加えた M_{L_p} の条件付確率密度関数 ${}^nf_{p|G}$ を計算する方法を示す。

まず、手順 1 で求めたときと同様にベイズの定理から (5-15) 式が得られる。(5-15) 式に含まれる C は確率密度関数を正規化するための積分定数である。

$$\begin{aligned} {}^nf_{Gp}d\mu_Gd\mu_{L_p} &= P(M_G = \mu_G, M_{L_p} = \mu_{L_p} | x_n, x_{n-1}, \dots, x_1) \\ &= \frac{P(X_n = x_n | \mu_G, \mu_{L_p}, x_{n-1}, \dots, x_1)}{P(X_n = x_n | x_{n-1}, \dots, x_1)} P(M_G = \mu_G, M_{L_p} = \mu_{L_p} | x_{n-1}, \dots, x_1) \\ &= C \cdot P(X_n = x_n | \mu_G, \mu_{L_p}, x_{n-1}, \dots, x_1) {}^{n-1}f_{Gp}d\mu_Gd\mu_{L_p} \end{aligned} \quad (5-15)$$

(5-15) 式は ${}^nf_{Gp}$ を計算するためには、前の検査ステップで得られている ${}^{n-1}f_{Gp}$ に $P(X_n = x_n | \mu_G, \mu_{L_p}, x_{n-1}, \dots, x_1)$ を乗ずればよいことを示している。

$p = i$ のとき、つまり、 n 番目の検査対象となる梁端が属するグループの安全余裕の平均を更新する場合は、 $P(X_n | \mu_G, \mu_{L_p}, x_{n-1}, \dots, x_1) = P(x_{ij} | \mu_G, \mu_{L_i})$ であるから、(5-3)式もしくは(5-4)式により直接求めればよい。

一方、 $p \neq i$ のとき、つまり、 n 番目の検査対象となる梁端が属さないグループの安全余裕の平均を更新する場合は、(5-16) 式のように μ_{L_i} を媒介して $P(x_n | \mu_G, \mu_{L_p}, x_{n-1}, \dots, x_1)$ を計算する。

$$\begin{aligned} &P(x_n | \mu_G, \mu_{L_p}, x_{n-1}, \dots, x_1) \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} P(x_n | \mu_G, \mu_{L_p}, \mu_{L_i}, x_{n-1}, \dots, x_1) \cdot f(\mu_{L_i} | \mu_G, \mu_{L_p}, x_{n-1}, \dots, x_1) d\mu_{L_i} \end{aligned} \quad (5-16)$$

仮定 4 から、 $p \neq i$ のとき、 $M_G = \mu_G$ の条件のもとで M_{L_i} と M_{L_p} は統計的に独立であるから、(5-16)式の被積分項について以下が成り立つ。

$$\begin{aligned}
P(x_n | \mu_G, \mu_{L_p}, \mu_{L_i}, x_{n-1}, \dots, x_1) &= P(x_{ij} | \mu_G, \mu_{L_p}, \mu_{L_i}, x_{n-1}, \dots, x_1) \\
&= P(x_{ij} | \mu_G, \mu_{L_i})
\end{aligned} \tag{5-17}$$

$$\begin{aligned}
f(\mu_{L_i} | \mu_G, \mu_{L_p}, x_{n-1}, \dots, x_1) &= f(\mu_{L_i} | \mu_G, x_{n-1}, \dots, x_1) \\
&= {}^{n-1}f_{i|G}
\end{aligned} \tag{5-18}$$

(5-17)式は, (5-3)式もしくは(5-4)式そのものであるから, ${}^{n-1}f_{Gp}$, ${}^{n-1}f_{p|G}$ から, ${}^nf_{Gp}$ が計算できる。さらに, (5-13) 式, (5-14) 式と同様に, (5-19)式, (5-20)式を計算すれば ${}^nf_{p|G}$ を得られる。

$${}^nf_G = \int_{-\infty}^{+\infty} {}^nf_{Gp} d\mu_p \tag{5-19}$$

$${}^nf_{p|G} = \frac{{}^nf_{Gp}}{{}^nf_G} \tag{5-20}$$

以上から, 手順 1 のあとに手順 2 を繰り返すことで, 任意の数の検査結果を反映して反映して未検査の梁端の破断確率を更新できることが示せた。

5.2.3 未検査の梁端に破断が潜在していない確率

5.2.2 に述べた方法で, 各未検査ステップにおける梁端の破断確率や各種の推定誤差の平均の確率密度関数が計算できるので, これらを用いて未検査の梁端に 1 か所も破断が潜在していない確率を計算する方法を示す。

いま, $(n-1)$ 番目までの梁端の検査が終わったとすると, 残りの梁端に 1 か所も破断がない確率 $P(X_{n_a} = 0, \dots, X_n = 0 | x_n \dots, x_1)$ は次式で計算できる。

$$\begin{aligned}
P(X_{n_a} = 0, \dots, X_n = 0 | x_{n-1} \dots, x_1) \\
= \int_{(m+1)hold} \left\{ \prod_{k=n}^{n_a} P(X_k = 0 | \mu_G, \mu_{L_1}, \dots, \mu_{L_m}) \right\} f(\mu_G, \mu_{L_1}, \dots, \mu_{L_m} | x_{n-1} \dots, x_1) d\mu_G d\mu_{L_1} \dots d\mu_{L_m}
\end{aligned} \tag{5-21}$$

(5-21)式における $f(\mu_G, \mu_{L_1}, \dots, \mu_{L_m} | x_{n-1} \dots, x_1)$ は, 建物全体としての安全余裕の平均 M_G と各グループの安全余裕の平均 M_{L_1}, \dots, M_{L_m} をあわせた $(m+1)$ 個の確率変数の $X_{n-1} = x_{n-1} \dots, X_1 = x_1$ を条件とした条件付同時確率密度関数である。また, 積分範囲は $(m+1)$ 次

元の全空間である。

(5-21)式の多重積分は、 $p \neq i$ のとき、 $M_G = \mu_G$ の条件のもとで M_{L_p} と M_{L_i} が統計的に独立であることを利用して次式のような1次元の積分の繰り返しに帰着できる。

$$P(X_{n_a} = 0, \dots, X_n = 0 | x_{n-1}, \dots, x_1) \\ = \int_{-\infty}^{+\infty} \prod_{i=1}^m \left[\int_{-\infty}^{+\infty} \left\{ \prod_{\substack{k=n \\ X_k \in \text{group } i}}^{n_a} P(X_k = 0 | \mu_G, \mu_{L_i}) \right\}^{n-1} f_{i|G} d\mu_{L_i} \right]^{n-1} f_G d\mu_G \quad (5-22)$$

ここで、(5-22)式の被積分項に記された積記号

$$\prod_{\substack{k=n \\ X_k \in \text{group } i}}^{n_a}$$

は、グループ*i*に属する梁端*k*の状態を表す確率変数 X_k に関するものだけを取り出して積をとることを表す。

5.2.4 破断確率の更新を含んだ検査手順

本章で拡張したモデルを用いたときの検査手順を以下にまとめた。

1. 検査の方針設定と推定値の作成

検査の優先順位の方針（例えば、破断確率が高いものから検査する、など）と検査を終了する条件（例えば、骨組に1か所以上の破断が生じている確率が5%以下では検査しない、など）を設定する。また、各梁端の応答と変形能力の推定値を得る。

2. 梁端のグループ分けと安全余裕の平均の事前分布の設定

建物全体としての安全余裕の平均の事前分布 $N(\mu_{M_G}, \sigma_{M_G}^2)$ を設定する。また、梁端をグループ分けし、その安全余裕の平均の $N(\mu_{M_{L_i}}, \sigma_{M_{L_i}}^2)$ およびグループ内での分散 σ_i^2 を設定する。

3. 事前確率の計算

各梁端の応答と変形能力の推定値と(5-4)式を用いて、各梁端の破壊確率を計算する。

4. 最初の検査の実施

1.で定めた検査の優先順位の方針と3.で計算した各梁端の破断確率から決まる優先順位1位の梁端を検査して、 $X_1 = X_{i1}$ を得る。

5. 最初の検査結果を反映した安全余裕の平均の確率密度関数の更新

(5-9)式から(5-14)式を用いて、 ${}^1f_{Gp}$ と ${}^1f_{p|G}$ を計算する。

6. 未検査の梁端の破断確率の更新
5.の結果を利用して、(5-7)式で最初の検査結果を条件とした未検査の梁端の破壊確率を計算する。
7. 検査終了の判断
6.の結果が 1.で定めた終了条件に達すれば検査を終了する。さらに検査を続ける場合は、8.にすすむ。
8. 次の検査箇所の決定と検査の実施
($n-1$)番目までの検査結果を反映した未検査の各梁端の破断確率と検査の優先順位の方針に従い、次の検査対象とする梁端を決め、検査を実施して $x_n = x_{ij}$ を得る。
9. n 番目の検査結果を反映した安全余裕の確率密度関数の更新
(5-15)式から(5-20)式を用いて、 ${}^n f_{Gp}$ と ${}^n f_{p|G}$ を計算する。
10. 未検査の梁端の破断確率の更新
8.の結果を利用して、未検査の梁端の破壊確率を計算する。
11. 検査終了の判断
10.で更新された破断確率が検査の終了条件に達すれば検査を終了する。達しない場合は手順 8.に戻る。

5.3 事例計算によるモデルの拡張効果の確認

5.3.1 応答の推定誤差の層内での標準偏差

本節では、第4章に示した9層6スパンの骨組を対象にした事例計算により、本章で構築した手法の効果を確認する。

事例計算に先立ち、まずは各層をひとつのグループとしたときの応答の推定誤差のばらつきを、4.3で述べたサンプルを利用して評価する。評価に用いるサンプルは、梁に用いた鋼材の降伏点に変動係数6%のばらつきを与えた骨組に対して、最大速度75cm/sに規準化したEl Centro (1940) NSを入力とした地震応答解析結果100ケースである。

応答の推定値は、鋼材の降伏点に設計基準強度を用いた骨組による応答解析結果を用いた。図5.2、図5.3はそれぞれ図4.7、図4.6を再掲したもので、応答の推定値の順位とその絶対値の分布である。

層内の推定誤差の標準偏差は以下の手順で評価する。 k 番目($k=1, \dots, 100$)の骨組の第 i 層($i=2, \dots, 10$)の第 j 番目($j=1, \dots, 12$)の梁端の最大応答変形角を $\theta_{s_{kij}}$ とする。また、この梁端の最大応答変形角の推定値 $\hat{\theta}_{s_{ij}}$ とする。ここで、(5-23)式で示すサンプルと推定値の比の対数をとる。

$$\varepsilon_{s_{kij}} = \ln \left(\frac{\theta_{s_{kij}}}{\hat{\theta}_{s_{ij}}} \right) \quad (5-23)$$

程度に小さくなっていることがわかる。このシミュレーションは部材の降伏点を層内であっても独立としてサンプルを生成しているので、降伏点についても相関を考えればその値はさらに小さくなると考えられる。

図 5.2 と表 5.1 を見比べてみると、必ずしも推定応答の絶対値と推定誤差の標準偏差は関係していない。層内での標準偏差の標準偏差は 1% 前後であり、このばらつきを考えても建物全体をひとつで考えるよりも、層内の応答の推定誤差のばらつきはかなり小さくなることが確認できた。

表 5.1 9 層 6 スパンの骨組の応答と予測の比の対数の各層内における標準偏差の平均と標準偏差

層	平均 $\bar{\sigma}_{S_i}$	標準偏差 $\sigma_{\sigma_{S_{ki}}}$
屋上	1.4%	0.3%
9	3.7%	0.9%
8	3.3%	0.9%
7	3.9%	1.2%
6	4.1%	1.0%
5	3.1%	0.9%
4	2.9%	0.9%
3	2.5%	0.9%
2	3.8%	1.2%

5.3.2 事例計算

(a) 計算条件

各層をそれぞれグループとすると、建物全体としての安全余裕の平均 M_G として 1 つ、同じく各層に対して M_{L_i} を 1 つずつ、合計 10 の確率変数がベイズ更新の対象となる。

ここでは、最大応答変形角が閾値を超えると梁端が破断するとし、変形能力の予測値は一律 1/30rad. とした。

ばらつきは、次のように設定した。まず、安全余裕全体の分散 $\sigma_G^2 + \sigma_{L_i}^2 + \sigma_i^2$ を 0.5^2 (応答 0.3^2 と変形能力 0.4^2 の和) に保ち、かつ層間と層内の分散の和 $\sigma_{L_i}^2 + \sigma_i^2$ を 0.25^2 (応答 0.15^2 と変形能力 0.2^2) に保つ。

この条件で、層内の分散を変えた $\sigma_i^2 = 0.07^2 (= 0.05^2 + 0.05^2)$, $\sigma_i^2 = 0.16^2 (= 0.05^2 + 0.15^2)$, $\sigma_i^2 = 0.21^2 (= 0.05^2 + 0.20^2)$ の 3 ケースを設定した。5.3.1 の結果を参考に層内の応答の推定誤差のばらつきを 5% と見積もり、変形能力についても 5% としたものがケース 1 であり、応答については同様に 5% とするが、変形能力については建物全体と変わらず 20% としたものがケース 3 とした。ケース 1 は層内での安全余裕の相関が最大に強い場合に相

当し、ケース 3 は少なくともあり得る最低限の相関を考えた場合に相当する。ケース 2 は、その間のケースとして、変形能力の層内での推定誤差のばらつきを 15%としたケースである。同じように、建物内では応答と変形能力の推定誤差について統計的に独立と仮定した第 4 章のモデルは $\sigma_i^2 = 0.25^2 (= 0.15^2 + 0.20^2)$ に対応する。これらの検討ケースを表 5.2 にまとめる。

表 5.2 事例計算の検討ケース

ケース	層内の安全余裕の推定誤差の分散 σ_i^2	想定した状況
1	0.07 ²	部材を層別に扱えば変形能力の推定誤差のばらつきが相当に小さくなる
2	0.16 ²	部材を層別に扱えば変形能力の推定誤差のばらつきがいくらか小さくなる
3	0.21 ²	建物内で変形能力のばらつきの推定誤差は統計的に独立とする
4	0.25 ²	建物内で応答と変形能力の推定誤差は統計的に独立とする（第 4 章のモデルと同値のモデル）

(b)計算結果

破断がない場合

更新後の破断確率が最も大きい梁端を次の検査対象箇所とし、いずれの梁端にも破断がなかったとしたとして検査箇所が属する層を追跡すると図 5.4 のようになった。

図中の×で示す第 4 章のモデルを用いた場合は、全ての梁端について同じように推定誤差が更新されるため、検査結果が反映されるのは未検査部位の破断確率の値だけでありその順序は変化しない。また、ここでは変形能力の応答の平均をすべての梁端で一律（=1/30rad）としたため、検査の優先順位は応答の推定値で決まるため、図 5.4 の順序は図 5.2 に示す順序に従う。

これに対し本章で構築したモデルでは、破断がないことを確認した梁端が属する層は、ほかの層よりも梁端の破断確率が低下する程度が大きく、破断確率が最大となる梁端の順位が変化することがある。この傾向は、層内のばらつきを小さくしたケース 1 (○)、ケース 2 (◆)、ケース 3 (▲) の順に強く、建物内での応答の推定誤差の相関を考慮できることが確認できた。ただし、ケース 3 では第 4 章のモデルとの違いは少なく、グループ化することで、グループ内での安全余裕の推定誤差のばらつきを小さくできる見込みが小さいときには、本章のモデルを導入する効果は限定的といえる。

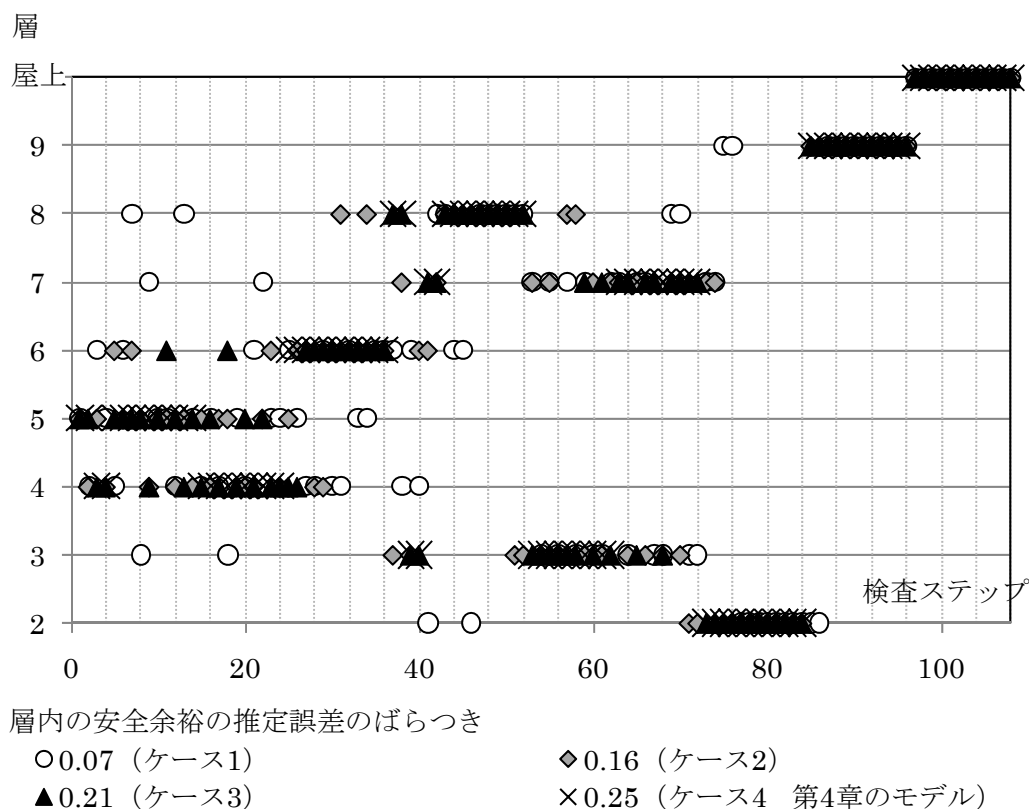


図 5.4 一か所も破断が見つからない場合に各検査ステップ後に破断確率が最大となる梁端が属する層の推移

次に、未検査部位に 1 か所以上の破断が存在する確率（以下、破断潜在確率）の検査ステップごとの推移を図 5.5 に示す。

まず検査前の段階で破断潜在確率を評価すると図 5.5 の左端に示されるように層内の安全余裕の推定誤差の分散が小さいほど破断潜在確率が小さいことに注意が必要である。検査前の段階では 4 ケースとも各梁端の破断確率は同じであるが、層内での安全余裕の推定誤差の分散が小さいことは梁端間の破断について相関が高いことと意味するため、未検査の梁端に一か所も破断がないときに破断がないとするシステム、つまり直列システムの破壊確率は低くなるからである。

次に、破断潜在確率の低下の様子について考察する。本節の事例計算では、層内でのばらつきを小さく設定することは、事前分布における層間でのばらつきを大きく設定することと同値になるため、ケース 1 では各層における最初の検査対象に情報量が集中することになる。従って、これらの情報量の高い梁端を次々に検査することになるケース 1 は、ほかのケースに比べて未検査の梁端に破断が存在する確率が早期に低下する。ケース 2 では、最初の数ステップではケース 3 や第 4 章の方法に比べて破断確率の低下が早いものの、その後の低下の度合いは、これら 2 ケースとほとんどかわらない。このことは、図 5.4 で示し

た梁端の検査順序の変化とも整合している。

また、ケース 3 と第 4 章のモデルは第 15 ステップで、ケース 2 と第 4 章のモデルは第 20 ステップで破断潜在確率が逆転する。この現象は次の理由によるものである。第 4 章のモデルでは推定誤差の平均を更新する際に得られた情報がすべて建物全体の推定誤差の平均 M_G の更新に利用されるが、本章のモデルでは一部を検査対象層の推定誤差の平均に使われるので M_G の更新だけを考えると効率が悪くなる。一方、破断確率が比較的大きな梁端が存在する層の梁端の破断確率が低下し、どの層の梁端も破断確率があまりかわらなくなると、各層の推定誤差を更新するよりは建物全体としての推定誤差を更新する方が効率よく破断潜在確率が低下するからである。

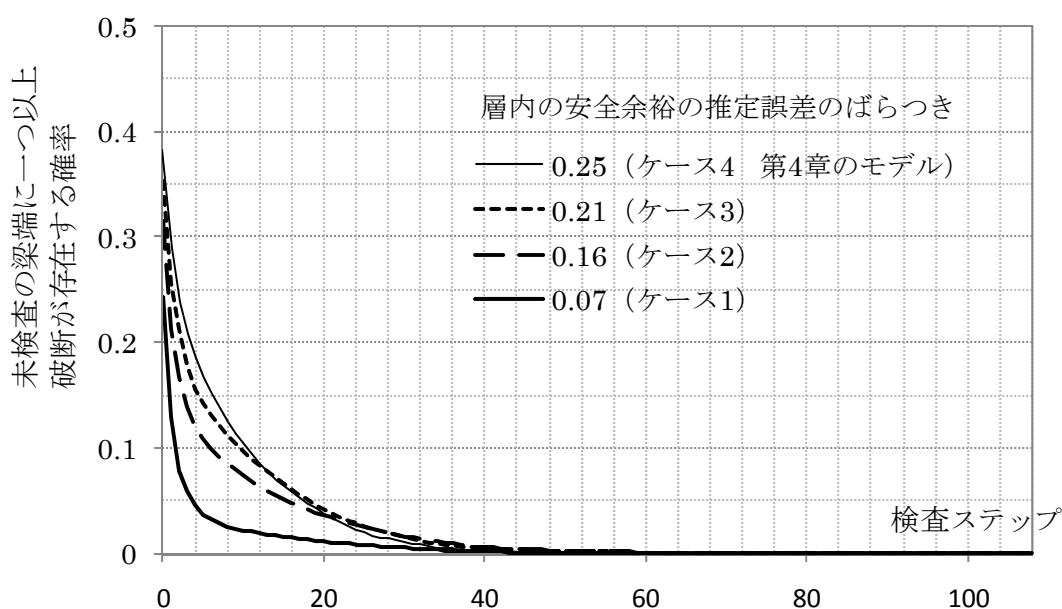


図 5.5 一か所も破断が見つからない場合に各検査ステップ後における未検査の梁端に 1 つ以上の破断が存在する確率(破断潜在確率)の推移

破断がある場合

次に、破断が見つかる場合の事例を示す。第 4 層左端部（図 5.2 において「2」と記載された位置）の梁端を検査したときに破断が見つかったとし、それ以外は、層内の安全余裕の推定誤差のばらつきが小さいケース 1 と同様の条件で計算した。

図 5.6 に各検査ステップ後に破断確率が最大となる梁端が属する層の推移を示す。同図では、破断がある場合のシナリオを●で、比較のため一か所も破断が見つからないシナリオでの結果（図 5.4 の○に対応）を白抜きの□で示した。

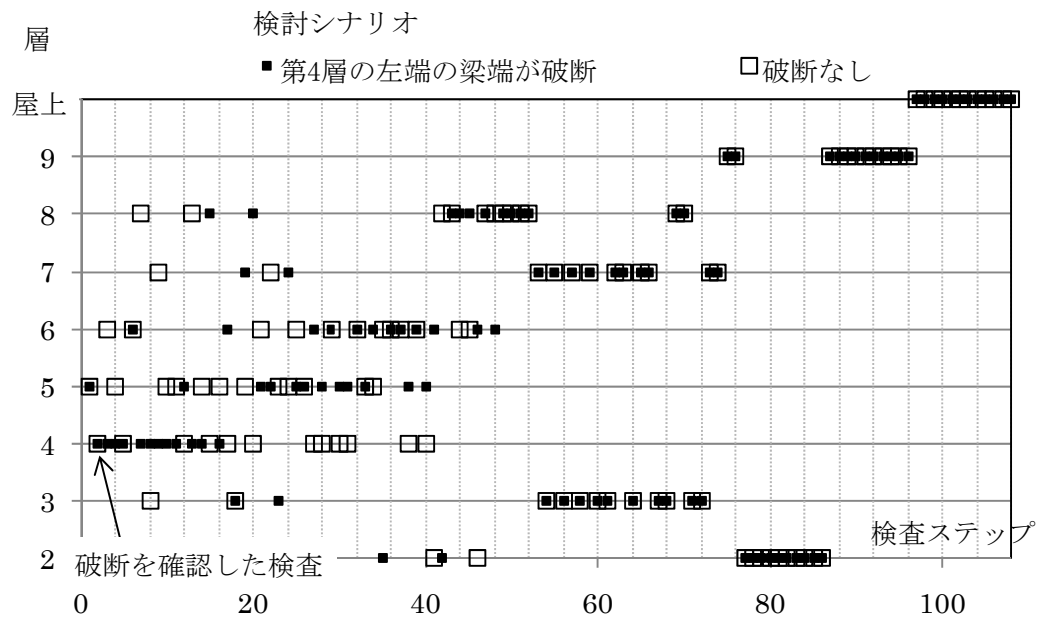


図 5.6 第 4 層の左端の梁端に破断が見つかった場合に各検査ステップ後に破断確率が最大となる梁端が属する層の推移

破断は 2 箇所目の検査で破断が見つかるシナリオであるため、最初の 2 か所は●と□が重なっている。破断がない場合、3 か所目は第 6 層、4 か所目は第 5 層と検査対象となる層が移るのに対して、破断が見つかるシナリオでは、3 箇所目以後も引き続き、第 4 層が検査対象となることがわかる。また、このシナリオでは概ね第 4 層を集中的に検査して、その後は、破断がないときの検査順序を概ねなぞる順序となった。

図 5.7 には、各検査ステップ後の破断潜在確率の推移を示す。破断が見つかるシナリオの結果を実線で、一か所も破断が見つからないケースの結果を破線で示した。2 箇所目の検査で破断が見つかったことで、未検査の梁端の破断潜在確率が大きく上がり、徐々に低下する様子が表れている。

図 5.8 には、破断が見つかる第 4 層と最大変形角が大きい第 5 層について、それぞれの層の未検査の梁端に破断が残存している確率を第 20 ステップまで示した。グラフ下の○で囲んだ数字は各ステップで検査対象となった梁端が属する層を示す。破断が見つかった後、第 4 層の破断潜在確率が大きく上がる一方で、第 5 層の破断潜在確率の変化はそれほどでもない。これはケース 1 で設定したばらつきの場合、主に M_{Li} が更新され、 M_G はあまり更新されないことを意味している。これは破断後の数ステップは第 4 層の梁端が検査対象となるが、この過程で第 5 層の破断潜在確率がほとんど低下していないことにも表れている。

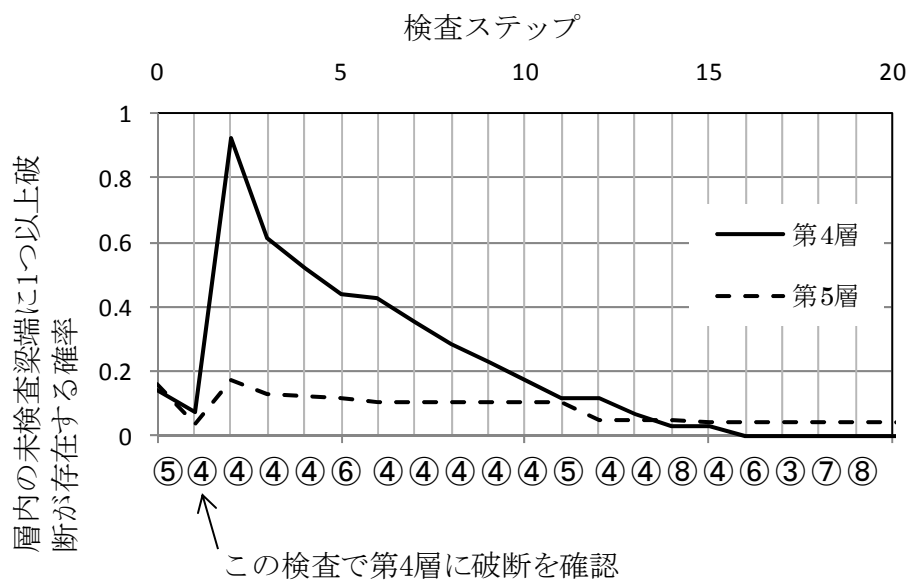
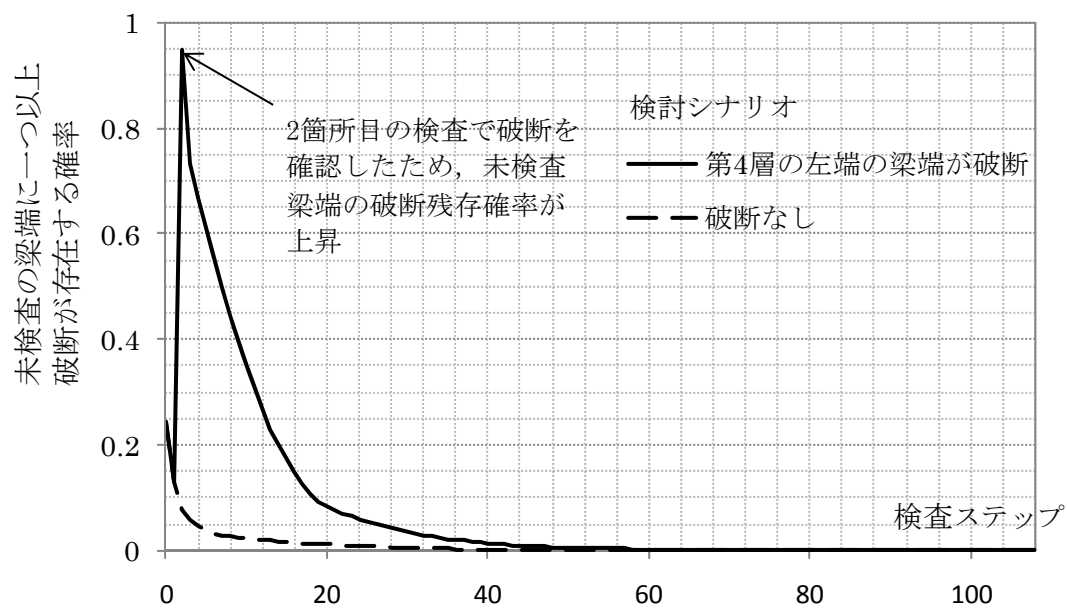


図 5.8 第 4 層の左端の梁端に破断が見つかった場合に第 4 層と第 5 層の未検査部位に 1 つ以上の破断が存在する確率の変化

5.4 今後の課題

5.4.1 実用化に向けた課題の整理

前章と本章では、既検査部位の結果を反映して未検査の部位の破壊確率を合理的に評価する方法を基本的な定式化を行った。

本手法の実用化に向けた今後の主な課題は以下の4点が挙げられる。

- ① 応答推定の簡略化と推定方法に応じたばらつきの定量化
- ② 変形能力のばらつきの精度向上
- ③ 実施上の制約も勘案した標準的な検査方針の立案
- ④ 検査の不確定性の考慮

1番目の課題である応答推定の簡略化は、必ずしも精度のよい解析結果が利用できるとは限らないことに対応するものである。例えば設計図書に記載された情報から応答推定値を得るなども考えられる。部材間の応答予測のばらつきの大きさが安全確認の効率や精度に影響するので、4.4節でいくつかの典型的な状況を想定して統計値を求めたが、こうした統計値をさまざまな規模の建物や状況を想定して整備しておけばよい。あわせて、ここでは考慮しなかった破断による応答の変化や入力地震動によっても応答の建物内のばらつき変化し得ることなど、建物内での応答のばらつきに影響を与える要因を整理し、その影響の大きさを評価する必要がある。

2番目の課題は実験データの蓄積が不可欠であり、上の課題のほど解決への道筋は平坦ではない。本論文では、限定的なものではあるが部材の変形能力のばらつきを既往実験のデータから統計的に推定した。一方、鋼材の製造ロットや作成条件をできる限り同くした試験体で実施された試験では変形能力がほとんど一致したという報告^{5.1)}もなされており、今後も継続的に知見を積み重ねることが望まれる。

3番目と課題については、建物規模や建物保有耐力と入力レベルから推測される被害レベルなどで条件を類型化した上で、例題を積み重ねることが重要である。また、4番目の課題に対応するにはさらにモデルを拡張する必要がある。これら2つの課題について、項を改めて以下で考察する。

5.4.2 検査方針の試案

本論文では、順次、検査箇所を増やす想定で問題を定式化した。しかし、実際に破断の有無を確認しながら検査数を変える方針が採られるとは考えにくい。検査対象箇所に破断が見つかった場合、設定した安全水準を満たすには検査箇所を増やす必要があるが、現実には検査を行う前には建物利用者への通知や資機材・労力の準備などが必要であり、また費用も確保しなければならないことから、検査結果に応じて逐次検査範囲を増やすことは容易でないからである。現実的な対応としては、例えば、破断が見つからなければ求められ

る安全レベルを確保できる検査箇所を検査し、もし破断が見つかった場合には改めて対策を検討するものと考えられる。

また、検査箇所の優先順位については、各検査時点において最も破断確率が高い梁端を次に検査する方針を採用した。この方針をとると破断が見つからない場合は最も少ない検査箇所数で破断が潜在する確率を小さくできる。従って、骨組に破断が潜在している可能性が高くないという前提のもとで早期の建物の利用を再開に資するスクリーニングとして有効な方法であり、この方針を採用した場合、最も重要な出力は、破断が見つからないとして、予め設定される確率を用いた安全水準を実現するために必要な最低限の検査箇所である。

この方針を採用するとすれば、まず破断の可能性が高い層を抽出して検査するなどの戦略を設定して事例解析を行うことで検査戦略の標準例を立案できる。例えば 5.3 節の事例計算で考えると、いずれの検査でも破断が見つからない場合の検査箇所数と未検査の梁端に破断がない確率の関係は図 5.5 に示すとおりであるから、ケース 1 を採用できる条件であれば、骨組の破断潜在確率は 5% 以下にするために、第 4 層から第 6 層の建物端部 5 箇所の梁端を検査するという計画案が考えられるであろう。一方、対象建物の平面計画が複雑であるとか、部材断面に関して十分な情報が入手できないなどの理由でグループを設定することが適当でないと判断すれば、第 4 章の方法で建物全体の梁端を均等に扱うモデルを採用して、第 5 層の梁端（計 12 箇所）を検査して約 90% 以上の確率で破断がないこと示す方針がよい場合があるかもしれない。

一方、破断が見つかった場合には、破断確率が高いところから検査すると、その層を集中的に検査することになるが、破断がない前提で設定した検査箇所の検査を放棄するか否かは検討の余地がある。とくに多数の破断が見つかる状況では、破断確率の大きな梁端から検査することは必ずしも最良の方法ではないかもしれないからである。

そこで、検査方針の試案として、最大 2 段階に分けた検査計画を考える。図 5.9 にそのイメージを図示した。第 1 段階は、建物の安全を確認するための検査箇所とそれらの箇所に破断がみつかった場合に追加検査を行う範囲を絞り込むための検査箇所をあわせたもので、例えば応答推定値が最大となる層と各層の端部を対象とする。

第 1 段階の対象箇所は、破断が見つからない場合に安全水準を満足するだけでなく、仮に破断が見つかった場合に、第 2 段階の対象箇所を絞り込める範囲を含めなければならない。第 2 段階は、第 1 段階の結果を受けて対象範囲を定めるが、例えば、図 5.9 において×で示した第 8 層に破断が見つければ、一点鎖線で囲んだこの層の梁端を対象に検査することになる。図 5.4 の結果を見ると、グループ内の推定誤差のばらつきを小さく抑えることができれば、破断が見つからないときに破断確率の高いものから検査する順序は概ね図 5.9 のようになる。また、破断が見つかる図 5.6 の場合も、破断が見つかった第 4 層を後回しにすることにすれば、やはり同様の検査順序である。しかし、グループ内での推定誤差が大きい場合には、図 5.4 の▲で示すケース 3 や◆で示すケース 4 のように、所定の破断

残存確率に達するために応答の推定値が大きな層の梁端のほとんどを検査しなければならず、第1段階の検査対象が多くなってスクリーニング検査としての価値を下げてしまう。

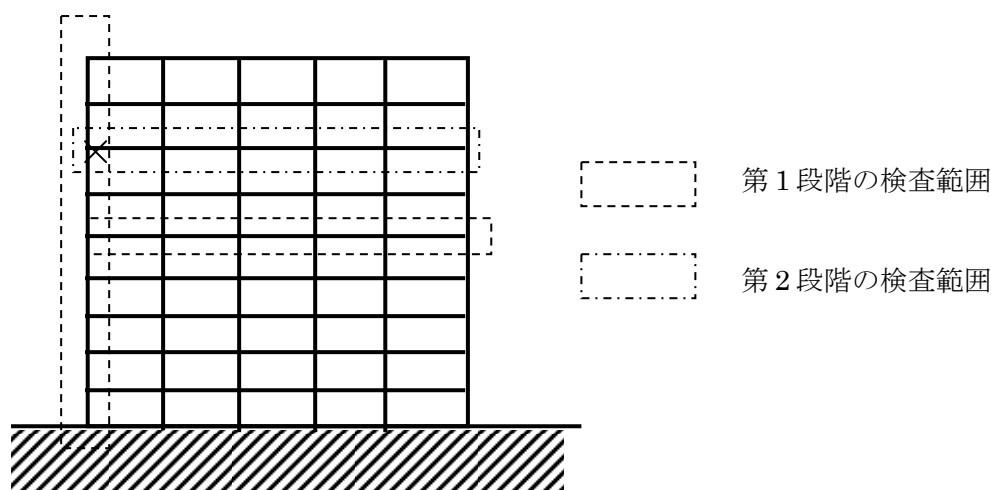


図 5.9 2段階の検査戦略における第1段階の対象範囲の模式図

以上の考察から、この検査方針を採用する場合、応答だけでなく変形能力をあわせて安全余裕の推定誤差のばらつきを小さくするグループの設定が重要であり、将来の課題としたい。とくに超高層では大量の接合部が存在することから、複数層をまとめてグループ化することも検討しなければならぬ。この課題は典型的な骨組を対象に例題を重ねることで解決の筋道がつけられるものと考えている。

また、本章で拡張した手法は第4章の方法に比べて、計算時間が大きく増大することに注意が必要である。検査ステップを順次追って計算しなければならないこと、(5-15)式の積分定数を計算するために2重積分を必要とするからである。殊にグループを多く設定した場合には計算時間がかかるので、安全余裕の推定誤差のばらつきを小さくできるグループ化ができないときや、検査前における破断確率が小さいときには第4章の方法を採用した方がよいと考えられる。状況に応じたモデルの選択についても、同様に事例計算を重ねて整理する必要がある。

5.4.3 検査の不確定性を考慮するための方法

前章と本章では、検査方法は構造体を直接目視することを想定して検査結果の不確定性はないものとした。しかし、建物管理者や使用者からみれば、検査結果にいくらかの不確定性があったとしても、非破壊かつあるいは迅速な検査手段があれば、そのような検査手段が好まれるかもしれない。

非破壊検査では第3章で議論したように検査結果が確率情報として提供されることも考えられるので、検査結果の不確定性を考慮して検査戦略を議論することも必要である。

本節では、その準備として第 4 章で提案したモデルについて検査の不確定性を考慮した定式化を示す。なお、本章で拡張したモデルについては今後の研究課題とする。

まず、梁端 i における検査で破断なしという結果に対して 0、破断ありという結果にたいして 1 となる確率変数 Y_i を導入する。また、各梁端の検査の精度が統計的に独立であることを仮定して、(4-5) 式を以下のように書き換える。

$$P(X_k = x_k | y_{k-1}, \dots, y_1) = \int_{-\infty}^{+\infty} P(X_k = x_k | \mu, y_{k-1}, \dots, y_1) \cdot f_{M|Y, \dots, Y_1}(\mu | y_{k-1}, \dots, y_1) d\mu \quad (5-28)$$

(5-28) 式において、

$$P(X_k = x_k | \mu, y_{k-1}, \dots, y_1) = P(X_k = x_k | \mu) \quad (5-29)$$

また、 $f_{M|Y, \dots, Y_1}(\mu | y_{k-1}, \dots, y_1)$ は、(4-8) と同様にして (5-30) 式が得られる。

$$P(Y_{k-1} = y_{k-1}, \dots, Y_1 = y_1 | \mu) = \prod_{i=1}^{k-1} P(Y_i = y_i | \mu) \quad (5-30)$$

さらに、(5-30) 式は全確率の定理から (5-31) 式で計算できる。

$$\begin{aligned} P(Y_i = y_i | \mu) &= P(Y_i = y_i | X_i = 1, \mu) P(X_i = 1 | \mu) + P(Y_i = y_i | X_i = 0, \mu) P(X_i = 0 | \mu) \\ &= P(Y_i = y_i | X_i = 1) P(X_i = 1 | \mu) + P(Y_i = y_i | X_i = 0) P(X_i = 0 | \mu) \end{aligned} \quad (5-31)$$

また、ベイズの定理から (5-31) 式の $P(Y_i = y_i | X_i = 1)$ と $P(Y_i = y_i | X_i = 0)$ は、検査法の精度を表す $P(X_i = x_i | Y_i = y_i)$ を用いて、以下のように計算できる。

$$P(Y_i = y_i | X_i = x_i) = \frac{P(X_i = x_i | Y_i = y_i)}{P(X_i = x_i)} P(Y_i = y_i) \quad (5-32)$$

5.5 まとめ

前章で構築したベイズ更新を利用して鉄骨造梁端の破断確率を評価する方法を、部材間の応答と変形能力の推定誤差の相関を考慮できるように拡張した。本章の議論や得られた知見を以下にまとめる。

(1) 拡張のポイントは、①建物内の梁端をグループ化すること、②応答と変形能力の推定

誤差を建物全体が関係する部分と各グループに特有の部分に分け、検査結果を反映する際、建物全体が関係する部分と検査箇所が属するグループに特有な部分だけを更新することの2点である。

- (2) 9層6スパンの平面骨組を対象としたモンテカルロシミュレーションによって梁端を層ごとにグループ化したときの推定誤差のばらつきを計算すると、グループ内での標準偏差は3～4%となり、建物全体をひとつと考えたときの1/3～1/4となった。
- (3) 事例計算を行い本章と方法と前章の方法を比較した。応答や変形能力の推定誤差のばらつきを小さくできるように梁端をグループ化した場合、本章の手法では検査結果を反映して検査順序の変更が生ずること、より少ない検査箇所でも未検査の梁端に破断が潜在する確率について同じ結論にたどり着くことができることを確認した。
- (4) 今後の課題を、①応答予測の簡略化と予測方法に応じたばらつきの定量化、②変形能力のばらつきの精度向上、③実施上の制約を勘案した標準的な検査方針の立案、④検査の不確定性の考慮の4つの観点から整理し、それらの検討方針を述べた。また、将来に向けた取り掛かりとして、検査実行上の制約を踏まえた検査方針案を提案し、検査の不確定性を考慮するための方法をまとめた。

参考文献

- 5.1) 林和宏，羅雲標，林旭川，倉田真宏，中島正愛:鉄骨造溶接柱梁接合部の繰返し載荷挙動－その 1 準静的載荷実験－，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 III，pp.795-796, 2013.8.

第 6 章 結論

本論文では、鉄骨造建物において見逃される恐れがある地震災害のひとつである梁端部の破断の検知に資するため、実建物を対象に梁端に擬似損傷を与えた振動試験を実施した。また試験から得られた梁端破断と振動データの関係に関する知見を活用して、振動試験で得られる梁の振動モードを比較する梁端の破断検知方法を提案した。さらに、一部の部位を検査した結果を利用してベイズ更新により未検査の部位に破断が潜在する確率を評価し、検査すべき範囲を合理的に判断するための情報を提供する手法を提案した。

まず、第 2 章では、建物の梁端を損傷させた前後で振動試験を行って梁端が損傷した実建物の振動データを蓄積し、梁端の破断はその梁のスパン中央での上下方向の振動特性の変化として現れることを示した。さらに、この試験を模擬した有限要素解析を行い、この変化が梁の振動モードの変化で説明できることを確認した。第 3 章では、梁端の破断により梁の一次振動モードが変化することを利用し、振動モードを互いに比較することで、破断が生じた梁を検知する方法を提案した。第 4 章は、現地調査を行うべき梁端を合理的に設定するための方法として、一部の部材の検査結果を利用したベイズ更新により、未検査の梁端の破断確率を評価する手法を定式化した。また、この手法を実施するために必要な建物の応答や梁端の変形能力の統計値を評価した。第 5 章では、前章で提案したモデルを基に、各部材の変形能力や応答の相関を考慮し、破断個所を絞り込む際に有効となるように拡張した。さらに、手法の特性と実行上の制約を踏まえ、スクリーニングと破断個所の特定からなる 2 段階の検査方針を提案した。

本研究で得られた主な知見を以下に示す。

擬似的な地震損傷を与えた鉄骨造建物の強制加振試験（第 2 章）

9 階建ての事務所ビルの鉄骨造梁端 1 箇所の下フランジを切断し、その前後で建物を水平方向に正弦波で強制加振する振動試験を実施した。その結果、9 階建の規模の建物では、梁端 1 箇所が損傷しても加振方向の振動特性に明確な変化を見つけることは難しいことを確認した。

一方、上下方向成分や加振直交方向成分には、損傷前後でいくつかの振動特性の変化が確認できた。最も顕著な変化は下フランジを切断した梁のスパン中央部分における上下方向成分であった。また、下フランジを切断した柱梁接合部の直下階に位置する部位の加振直交方向の一次固有振動数や 2 次以上の高次固有振動数付近の多くの振動成分にも変化がみられた。

さらに、試験対象とした建物を有限要素法によりモデル化して振動解析を行った。この解析では、試験結果における 1 次固有振動数付近の振動特性の相対的な変化量を模擬するように調整したところ、梁端の要素断面を原断面積の 80% に縮小することで損傷を表現できた。また、数値解析結果を用いて損傷を与えた梁の挙動を詳細に分析することで、梁ス

パン中央の上下振動成分の変化は損傷により梁の変形モードが変化することで説明できることを示した。

振動実験を利用した鉄骨造梁端部の損傷検知手法（第 3 章）

鉄骨梁端の破断が、建物を水平固有一次振動数で加振したときの梁中央の振動の上下方向成分の変化として現れる現象を利用して、外観の目視だけでは分からない梁端の破断を検知する方法について検討した。

損傷前の振動データを得られることは稀であるという認識から、損傷が疑われる時点における振動試験を行い複数の梁の振動モードを計測し、周辺の梁との相対的な関係が特異な梁を探すことで破断を検知する方法を提案した。本手法では、モード信頼性評価基準 MAC (Mode Assurance Criterion) 値を用いて梁の振動モードの類似性を表現する。この手法を第 3 章に示した 9 階建事務所ビルの数値モデルに対して適用し、梁端に破断した梁が関係する組合せが抽出できることを確認した。

本手法は梁の振動モードの相対的な関係を利用するため、実建物における健全な梁の振動モードのばらつきを把握しておく必要がある。そこで、3 階建の建物を水平固有一次振動数で強震加振した振動試験を行い、その振動データのばらつきを評価した。この試験では、梁の一次振動モードを表現したベクトルの各成分の標準偏差は、一次振動モードの最大振幅に対して約 30% となった。なお、梁の振動モードは壁や床スラブによる境界条件の影響を大きく受けることから、本手法が想定する中層以上の規模の建物ではこれよりもばらつきが小さくなると考えられる。

最後に提案手法にばらつきが与える影響をモンテカルロシミュレーションにより検討し、梁の振動モードに上記の 30% のばらつきがあると破断検知は困難となるが、ばらつきがその半分程度であれば破断を推定する情報となり得ること示した。

震災後の安全確認における鉄骨造梁端部の破断確率のベイズ更新（第 4 章）

強い揺れを受けた鋼構造建物を想定し、建物の安全確認を効率化して震災後の速やかな利用再開を支援する目的で、一部の部材の検査結果を利用して未検査の部材の破壊確率をベイズ更新する手法を定式化した。この手法では、例えば「未検査の梁端 40 箇所のうち 2 か所以上が破断している確率は 10%」などといったかたちで、未検査の梁端に破断が潜在する可能性を確率を用いて定量的に提供する。

また、本手法は各梁端の応答と変形能力の推定値が得られることを前提として、その推定誤差から破断確率を評価する。その際に、推定誤差を対象建物の梁端が平均的にもつ部分と梁端ごとに異なるばらつきの部分に分離してモデル化し、ベイズ更新の考え方を応用して、一部の梁端を検査して判明した破断の有無を反映して推定誤差の平均の確率分布を更新する。この手法は推定誤差の平均の確率分布だけを更新することから、少ない計算量で既検査の梁端の情報を反映できることが特徴である。また、破断がないときには、既検

査の梁端を反映しないときに比べて少ない検査数で同じ結論に至ることができる。

建物内での応答の推定誤差のばらつきを評価する一例として、鋼構造設計指針設計例を参考に設定した 9 層 6 スパンの平面骨組を対象に時刻歴応答解析を対象としてモンテカルロシミュレーションを行い、梁の最大応答変形角の推定誤差のばらつきを検討した。応答のばらつきの要因として降伏点のばらつきを考えたケースでは対数標準偏差が 12~14% となった。また、このばらつきを設定する際には高次モードの影響を考慮すべき場合があることを示した。同様に、梁端の変形能力の推定誤差のばらつきに関する検討として、鉄骨造の柱梁仕口部の既往実験のデータを利用して同一条件における塑性変形能力のばらつきを推定したところ、累積塑性変形倍率の対数標準偏差は終局に対して 19%、最終破断に対して 22% となった。

提案手法の精度を検証するために、上記のばらつきを用いた事例計算を行った。これは、9 層 6 スパンの平面骨組を対象にして梁端の降伏耐力にばらつきを与えた骨組サンプルの時刻歴応答解析と擬似乱数による変形能力を比較するモンテカルロシミュレーションを行い多数の梁端破断シナリオを生成し、提案手法を用いて検査の各段階において未検査の梁端に 1 箇所以上の破断が潜在している確率を計算するものである。提案手法による理論値と、各段階の骨組サンプルのうち未検査の梁端に破断が存在する骨組の比率を比較することで、本手法は検査の各段階において破断が潜在している確率を良好な精度で評価できることを確認した。

部材間の安全余裕の相関を考慮した破断確率の更新方法（第 5 章）

前章で提案したベイズ更新を利用して鉄骨造梁端の破断確率を評価する方法では、建物内における各梁端の応答や変形能力の推定誤差を統計的に独立として扱っている。このモデルは計算量が少なく、設定すべきパラメータも少ないため、スクリーニングには適しているが、破断箇所を特定するための情報量が追加されないため、破断が潜在する可能性が高いときに破断箇所を絞り込むことには向いていない。

そこで、建物内で近くに配された部材間に存在すると考えられる応答と変形能力の推定誤差の相関を考慮できるようにモデルを拡張した。その方法は、建物内の梁端をグループ化し、応答と変形能力の推定誤差を建物全体が関係する部分と各グループに特有の部分に分けてモデル化するものである。検査結果を反映する際には、建物全体が関係する部分とそのグループに特有な部分だけを更新する。

応答の推定誤差について部材間の相関を評価した一例として、第 4 章で示した 9 層 6 スパンの骨組を対象としたモンテカルロシミュレーションのサンプルを利用して、層ごとにグループ化したときの推定誤差のばらつきを計算すると標準偏差は 3~4% となり、建物全体で考えたときに比べて 1/3~1/4 となった。

モデルを拡張した効果を確認するため、上記で評価したばらつきを利用して各層をひとつのグループとした事例計算を行った。本章の手法では、検査対象となった梁端が属する

層は検査結果を反映して他の層よりも破断確率が大きく変化するため、破断確率が大きいものから検査する方針をとると、第 4 章の手法では見られない検査順序の変更が生じた。また、第 4 章の方法に比べてさらに少ない検査数で同じ結論に至ることができることも利点である。ただし、その引き換えとして、計算量が大きいこと、設定すべきばらつきのパラメタの数が多くなることに注意が必要である。

最後に、本手法の実用化に向けた将来の課題を、①応答予測の簡略化と予測方法に応じたばらつきの定量化、②変形能力のばらつきの精度向上、③実施上の制約を勘案した標準的な検査方針の立案、④検査の不確定性の考慮という観点から考察した。また、検討の方針として、手法の特性と実行上の制約を踏まえ、スクリーニングと破断個所の特定からなる 2 段階の検査方針を提案した。

謝辞

本論文は、著者が鹿島技術研究所および株式会社小堀鐸二研究所にて携わってきた研究を基に、京都大学大学院工学研究科社会人特別選抜コースにて取り組んだ研究をまとめたものです。

恩師であります京都大学防災研究所教授の中島正愛先生には、学部・修士課程に引き続き懇切丁寧なご指導を賜りました。また在学中はもとより、著者が京都大学を離れていた期間にも折に触れて進むべき道について多くのご助言、ご支援をいただき、本論文をまとめるに至ることができました。あわせて深く御礼申し上げます。

竹脇出先生（京都大学大学院教授）ならびに吹田啓一郎先生（京都大学大学院教授）には、本論文の審査にあたり、貴重なご意見とご助言をいただきましたこと深く感謝いたします。

筆者が京都大学工学部および工学研究科（修士課程）在学中にご指導いただいた野中泰二郎先生（京都大学名誉教授）には研究者としての礎を教えてくださいました。留学先では Armen Der Kiureghian 先生（カリフォルニア大学バークレー校教授）にベイズ確率の基礎を授けていただきました。深く感謝します。

振動試験と破断検知方法の研究につきましては、鹿島技研の鈴木康嗣博士、安達直人博士、野澤貴氏のご尽力、ご助言があつて為し得たものです。有限要素法による解析では、同じく岩本賢治氏から多くのご助言をいただきました。ベイズ更新を用いた検査戦略の研究につきましては、小堀鐸二研究所の岡野創博士と定式化の詳細に至るまでの議論をさせていただき、貴重なご意見をいただきました。ここに表して深く感謝します。意思決定に関して貴重な議論と示唆をいただいた石田寛博士、永田茂博士、鳥澤一晃博士、損傷検知をはじめ関連研究に関して多くのご助言を頂いた倉田真宏先生（京都大学防災研究所助教）にも深く感謝しています。

また、本論文は通常業務を続けながら作成いたしました。戸河里敏所長ならびに鈴木紀雄博士、池浦友則博士をはじめ鹿島技術研究所の皆様、また五十殿侑弘社長ならびに小鹿紀英博士をはじめ小堀鐸二研究所の皆様にはさまざまな便宜を図っていただきました。

そのほか中島研究室の皆様をはじめとした多くの諸先輩方や同僚の皆様のご支援、家族の理解があつて本論文は作成できました。心より深く感謝いたします。

日下 彰宏